



João Manuel Roquette Martins

Licenciado em Engenharia Civil

**Verificação da segurança a fenómenos de
fadiga provocados pela ação do vento
segundo as normas europeias**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil – Perfil de Estruturas

Orientador: Eduardo Soares Ribeiro Gomes Cavaco, Professor
Auxiliar, FCT-UNL

Júri:

Presidente: Prof. Doutor João Carlos Gomes Rocha de Almeida

Arguente: Prof. Doutor José Nuno Varandas da Silva Ferreira

Vogal: Prof. Doutor Eduardo Soares Ribeiro Gomes Cavaco



Dezembro de 2016

“Copyright” João Manuel Roquette Martins, FCT/UNL e UNL

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou em forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradecimentos

Em primeiro lugar queria manifestar o meu profundo apreço por algumas pessoas e instituições, pois sem o seu contributo nada disto seria possível e portanto queria deixar os meus profundos agradecimentos:

- Ao meu orientador Eduardo Soares Ribeiro Gomes Cavaco por toda a sua disponibilidade e entrega na execução da dissertação;
- À Câmara Municipal de Alcácer do Sal, pela disponibilização de recursos, plantas e desenhos técnicos relativos ao passadiço pedonal, que ajudou bastante na execução da dissertação;
- Ao Departamento de Engenharia Civil da FCT de uma forma global, pela formação e desenvolvimento das competências prestadas;
- Por fim, à minha família e aos meus amigos pelo apoio incondicional dado durante o meu percurso.

Resumo

Os avanços tecnológicos e computacionais no domínio da análise estrutural e a utilização de materiais de elevado desempenho, em termos de resistência, têm introduzido novas problemáticas na área da engenharia de estruturas. Um exemplo é o caso das vibrações aeroelásticas e os eventuais problemas de fadiga resultantes, uma problemática outrora mais significativa na área da engenharia aeronáutica.

Nesta dissertação abordam-se as metodologias para verificação da resistência à fadiga de acordo com o enquadramento normativo europeu, dando-se particular relevo a dois problemas de instabilidade aeroelástica decorrentes da ação do vento nas estruturas: as vibrações resultantes da força de arrastamento provocada pelo vento na direção do escoamento; e as vibrações transversais à direção do escoamento motivadas pelo desprendimento de vórtices ao longo do eixo do elemento estrutural.

Apresentam-se dois casos de estudo para demonstrar a aplicação integrada dos Eurocódigos e normas europeias que abordam as problemáticas da fadiga estrutural e da ação do vento nas estruturas, em particular das vibrações aeroelásticas. O primeiro caso de estudo é de natureza teórica consistindo numa coluna de iluminação. O segundo caso de estudo retrata uma situação real de um tirante de uma ponte com problemas de vibração já documentados na literatura.

Os resultados obtidos demonstram que para o primeiro caso de estudo as vibrações condicionantes estão associadas ao segundo modo de vibração e decorrem do desprendimento de vórtices quando a velocidade do vento se aproxima da velocidade crítica. Estas vibrações produzem tensões significativas que podem conduzir a problemas de falha por fadiga num período reduzido de tempo caso a velocidade do vento se aproxime da velocidade crítica. Para o segundo caso de estudo verificou-se que as frequências próprias do tirante são relativamente baixas devido à massa excessiva da secção transversal e falta de tensionamento. O fenómeno de instabilidade aerodinâmica condicionante foi também a libertação de vórtices associada ao segundo modo de vibração a que está associada uma velocidade crítica bastante baixa. Apesar disso, o tirante não apresentou problemas de verificação da segurança à fadiga.

Palavras-chave: Fadiga, Vento, Vibrações, Libertação de Vórtices, Aeroelasticidade, Segurança

Abstract

Technological and computational advances in the field of structural analysis and the use of high performance materials in terms of strength have introduced new problems in the field of structural engineering. An example is the case of aeroelastic vibrations and eventual resulting fatigue problems, a problem that was once more significant in aeronautical engineering.

The dissertation approaches the methodologies to verify the fatigue resistance according to the European normative framework, giving particular emphasis to two problems of aeroelastic instability due to the action of the wind in the structures: the vibrations resulting from the drag force caused by the wind in the flow direction and the vibrations transverse to the direction of flow caused by vortex detachments along the axis of the structural element.

Two case studies are presented to demonstrate the integrated application of Eurocodes and European standards that address the problems of structural fatigue and wind action in structures, in particular aeroelastic vibrations. The first case study is of a theoretical nature consisting of a lightning column. The second case study depicts a real situation of a bridge rod with vibration problems already documented in the literature.

The results show that for the first case study the conditioning vibrations are associated to the second mode of vibrations and are due to the vortex detachment when the wind velocity approaches the critical velocity. These vibrations produce significant stresses that can lead to fatigue failure problems in a reduced period of time if the wind speed approaches the critical speed. For the second case study it was verified that the own frequencies of the rod are relatively low due to the excessive mass of the cross-section and lack of tensioning. The phenomenon of conditioning aerodynamic instability was also the release of vortices associated with the second mode of vibration to which a rather low critical velocity is associated. In spite of this, the tension rod did not present problems of safety check to fatigue.

Keywords: Fatigue, Wind, Vibrations, Vortex Liberation, Aeroelasticity, Safety

Índice de Matérias

1	Introdução	1
1.1	Motivação	1
1.2	Objetivos	2
1.3	Organização	2
2	Ação do vento	5
2.1	Introdução	5
2.2	Regulamentação existente	6
2.3	Caracterização do vento e seus efeitos	7
2.3.1	Velocidade	7
2.3.1.1	Velocidade média anual	7
2.3.1.2	Velocidade de referência	8
2.3.1.3	Velocidade média em função da altura	9
2.3.2	Turbulência	10
2.3.3	Pressão dinâmica de pico	10
2.4	Ação do vento nas estruturas	12
2.4.1	Força exercida pelo vento	12
2.4.2	Coeficiente de força	12
2.4.3	Coeficiente estrutural	16
2.4.3.1	Coeficiente de resposta quase-estática	18
2.4.3.2	Coeficiente de resposta em ressonância	19
2.5	Força exercida em objetos (norma EN 40-3-1)	22
2.6	Vibrações na direção do vento	23
2.7	Desprendimento de vórtices	24
2.7.1	Velocidade crítica e desprendimento de vórtices	24
2.7.2	Força resultante do desprendimento de vórtices	25
2.7.3	Cálculo da amplitude transversal do vento	25
2.7.3.1	Número de Scruton	26
2.7.3.2	Coeficiente de comprimento de correlação efetivo	26
2.7.3.3	Coeficiente de configuração modal	29
2.7.3.4	Coeficiente de força lateral	29
2.7.4	Número de ciclos de carregamento	30
3	Fadiga	33
3.1	Introdução	33
3.2	Curvas de Wöhler e conceito de dano acumulado	34

3.3 Verificação da segurança.....	37
3.3.1 Vibrações na direção do escoamento	40
3.3.2 Vibrações devido ao desprendimento de vórtices	41
4 Caso de estudo	43
4.1 Coluna de iluminação	43
4.1.1 Modelo numérico	43
4.1.2 Características dinâmicas	45
4.1.3 Ação do vento sobre a coluna	46
4.1.3.1 Vibração na direção do escoamento	46
4.1.3.2 Libertação de vórtices	51
4.1.4 Análise dos resultados obtidos	59
4.1.4.1 Vibração na direção do escoamento	59
4.1.4.2 Libertação de vórtices	62
4.2 Tirante de uma ponte	67
4.2.1 Descrição da estrutura.....	67
4.2.2 Características dinâmicas dos tirantes.....	70
4.2.3 Ação do vento nos tirantes	72
4.2.3.1 Vibração na direção do escoamento	72
4.2.3.2 Libertação de vórtices	77
4.2.4 Análise dos resultados obtidos	84
4.2.4.1 Vibração na direção do escoamento	85
4.2.4.2 Libertação de vórtices	86
5 Conclusões e desenvolvimentos futuros	89
Bibliografia	91
Anexos.....	93
A. Estimativa da frequência natural	93
B. Estimativa da configuração modal dos modos de vibração transversais	95
C. Aplicação das cargas devido às ações do vento (N;N/m)	97

Índice de Figuras

Figura 1 - Prédio localizado na ilha de Manhattan, em Nova Iorque (adaptado de [1])	1
Figura 2 - Velocidades médias anuais no continente europeu (adaptado de [10])	7
Figura 3 - Definição probabilística de $v_{b,0}$ (adaptado de [11])	8
Figura 4 - Coeficiente de exposição $c_e(z)$ para $c_o(z) = 1$ e $k_I = 1$ (adaptado de [5])	11
Figura 5 - Coeficiente de força $c_{f,0}$ para cilindros de base circular sem livre escoamento em torno das extremidades e para diferentes valores da rugosidade equivalente k/b (adaptado de [5]) ...	13
Figura 6 - Definição do índice de cheios φ (adaptado de [5])	16
Figura 7 - Valores indicativos do coeficiente de efeitos de extremidade ψ_λ em função do índice de cheios φ e da esbelteza λ (adaptado de [5])	16
Figura 8 - Formas gerais de construções para o cálculo do coeficiente estrutural (adaptado de [5])	17
Figura 9 - Fator de pico k_p (adaptado de [5])	18
Figura 10 - Função de densidade espectral de potência $S_L(f_L)$ (adaptado de [5])	19
Figura 11 - Coeficiente de forma para seções circulares e octogonais (adaptado de [8])	23
Figura 12 - Fenómeno de vórtices induzido pelo vento que flui sobre um cilindro (adaptado de [12])	24
Figura 13 - Exemplo de aplicação do comprimento de correlação L_j (adaptado de [5])	28
Figura 14 - Valor básico do coeficiente de força lateral, $c_{lat,0}$ em função do número de reynolds, $Re(v_{crit,i})$, para cilindros de base circular (adaptado de [5])	30
Figura 15 - Desenvolvimento dos danos provocados por fadiga (adaptado de [13])	33
Figura 16 - Curvas de resistência à fadiga para intervalos de tensões normais (adaptado de [6])	34
Figura 17 - Curvas de resistência à fadiga para intervalos de tensões de corte (adaptado de [6])	36
Figura 18 – Modelo numérico da coluna de iluminação.	44
Figura 19 - Pormenor da abertura	44
Figura 20 - Configurações modais dos 5 modos de vibração	45
Figura 21 - Tensões principais elásticas na zona da abertura devido à ação do vento na direção do escoamento (MPa)	60
Figura 22 - Concentração de tensões nos cantos da abertura (MPa)	61
Figura 23 - Tensões estruturais no poste de 12 m (MPa)	63
Figura 24 - Tensões estruturais no poste de 12 m (MPa)	63
Figura 25 - Tensões estruturais no poste de 12 m (MPa)	65
Figura 26 - Pormenor no local de concentração de tensões no poste de 12 m (MPa)	66
Figura 27 - Vista satélite da ponte pedonal (adaptado de [15])	68
Figura 28 - Vista satélite da ponte pedonal (adaptado de [15])	68

Figura 29 - Pormenor da soldadura dos tubos que produzem os tirantes (adaptado de [17])	69
Figura 30 - Sistema de tensionamento dos tirantes (adaptado de [17]).....	70
Figura 31 - Registo temporal de acelerações no tirante na direção do impacto	71
Figura 32 - Espectro de potência relativo ao registo temporal de acelerações.....	71
Figura 33 - Tensões estruturais no tirante (MPa)	85
Figura 34 - Tensões estruturais no tirante (MPa)	87
Figura 35 - Tensões estruturais no tirante (MPa)	88

Índice de Tabelas

Tabela 1 - Categorias e parâmetros de terreno (adaptado de [5]).....	9
Tabela 2 - Rugosidade superficial equivalente k (adaptado de [5])	14
Tabela 3 - Valores de λ recomendados (adaptado de [5]).....	15
Tabela 4 - Valores aproximados do decremento logarítmico de amortecimento estrutural relativo ao modo fundamental, δ_s (adaptado de [5]).....	21
Tabela 5 - Configuração do modo fundamental de flexão vertical para estruturas e elementos estruturais simplesmente apoiados (adaptado de [5]).....	22
Tabela 6 - Número de Strouhal St para seção transversal circular (adaptado de [5]).....	26
Tabela 7 - Comprimento de correlação efetivo L_j em função da amplitude de vibração $y_F(s_j)$ (adaptado de [5])	28
Tabela 8 - Coeficiente de comprimento de correlação K_w e coeficiente de configuração modal K para certas estruturas simples (adaptado de [5])	29
Tabela 9 - Coeficiente de força lateral, c_{lat} em função do rácio de velocidade crítica do vento, $v_{crit,i}/v_{m,Lj}$ (adaptado de [5])	30
Tabela 10 - Valores recomendados para o coeficiente parcial de resistência à fadiga (adaptado de [6]).....	37
Tabela 11 - Excerto parcial dos quadros relativos às categorias de pormenor dados pela norma EN 1993-1-9 (adaptado de [6])	39
Tabela 12 - Frequências naturais de vibração da coluna.....	45
Tabela 13 - Caracterização da ação do vento na direção do escoamento	46
Tabela 14 - Coeficiente de exposição $c_e(z)$	47
Tabela 15 - Cálculo do coeficiente de resposta quase-estática (B^2)	47
Tabela 16 - Cálculo do coeficiente de resposta em ressonância (R^2)	48
Tabela 17 - Cálculo do fator de pico k_p	49
Tabela 18 - Cálculo do coeficiente estrutural $c_s c_d$	50
Tabela 19 - Cálculo das forças e pressões do vento na coluna de iluminação.....	51
Tabela 20 - Caraterização da ação do vento para o primeiro modo de vibração transversal	52
Tabela 21 - Determinação do coeficiente de força lateral c_{lat}	53
Tabela 22 - Determinação do coeficiente de correlação efetivo K_w e de configuração modal K	54
Tabela 23 - Determinação da amplitude máxima do deslocamento y_{max}	54
Tabela 24 - Determinação da força de inércia por unidade de comprimento F_w e do número de ciclos de carregamento N	55
Tabela 25 - Cálculo das forças e pressões para o primeiro modo de vibração transversal	55
Tabela 26 - Caraterização da ação do vento para o segundo modo de vibração transversal	56
Tabela 27 - Determinação do coeficiente de força lateral c_{lat}	56
Tabela 28 - Determinação do coeficiente de correlação efetivo K_w e de configuração modal K	58

Tabela 29 - Determinação da amplitude máxima do deslocamento y_{max}	58
Tabela 30 - Determinação da força de inércia por unidade de comprimento F_w e do número de ciclos de carregamento N	59
Tabela 31 - Cálculo das forças e pressões para o segundo modo de vibração transversal.....	59
Tabela 32 – Frequências próprias do tirante.....	72
Tabela 33 - Caraterização da ação do vento na direção do escoamento	73
Tabela 34 - Coeficiente de exposição $c_e(z)$	73
Tabela 35 - Cálculo do coeficiente de resposta Quase-estática (B^2)	74
Tabela 36 - Cálculo do coeficiente de resposta em ressonância (R^2)	74
Tabela 37 - Cálculo do fator de pico k_p	75
Tabela 38 - Cálculo do coeficiente estrutural $c_s c_d$	76
Tabela 39 - Cálculo das forças nas arestas no tirante	77
Tabela 40 - Caraterização da ação do vento para o primeiro modo de vibração transversal	78
Tabela 41 - Determinação do coeficiente de força lateral c_{lat}	79
Tabela 42 - Determinação do coeficiente de correlação efetivo K_w e de configuração modal K	79
Tabela 43 - Determinação da amplitude máxima do deslocamento y_{max}	80
Tabela 44 - Determinação da força de inércia por unidade de comprimento F_w e do número de ciclos de carregamento N	80
Tabela 45 - Cálculo das forças no tirante, para o primeiro modo de vibração transversal	81
Tabela 46 - Caraterização da ação do vento para o segundo modo de vibração transversal	81
Tabela 47 - Determinação do coeficiente de força lateral c_{lat}	82
Tabela 48 - Determinação do coeficiente de correlação efetivo K_w e de configuração modal K	83
Tabela 49 - Determinação da amplitude máxima do deslocamento y_{max}	83
Tabela 50 - Determinação da força de inércia por unidade de comprimento F_w e do número de ciclos de carregamento N	84
Tabela 51 - Cálculo das forças no tirante, para o segundo modo de vibração transversal.....	84

Lista de abreviaturas, siglas e símbolos

A	(m ²)	Soma das áreas projetadas dos elementos
A_c	(m ²)	Área limitada pelo contorno exterior
A_c	(m ²)	Área de referência
b	(m)	Largura da construção (comprimento da superfície perpendicular à direção do vento, salvo indicação em contrário)
B^2	(-)	Coefficiente de resposta quase-estática
c_d	(-)	Coefficiente estrutural que tem em conta o efeito das vibrações na estrutura devido à turbulência
c_{dir}	(-)	Coefficiente de direção
$c_e(z)$	(-)	Coefficiente de exposição
c_f	(-)	Coefficiente de força
$c_{f,o}$	(-)	Coefficiente de força para construções ou elementos estruturais sem livre escoamento em torno das extremidades
c_{lat}	(-)	Coefficiente de força lateral
c_o	(-)	Coefficiente de orografia
c_r	(-)	Coefficiente de rugosidade
c_s	(-)	Coefficiente estrutural que tem em conta o efeito da não simultaneidade da ocorrência das pressões de pico sobre a superfície de uma estrutura
$c_s c_d$	(-)	Coefficiente estrutural
c_{season}	(-)	Coefficiente sazonal
D	(-)	Dano estrutural acumulado devido a ações de fadiga
D_{ext}	(m)	Diâmetro exterior
D_{int}	(m)	Diâmetro interior
E	(GPa)	Módulo de Young
F_w	(KN)	Força exercida pelo vento de pico em superfícies exteriores
$F_{w,med,1}$	(KN)	Força exercida pela velocidade média do vento com um período de retorno de um ano
$F_w(s)$	(KN)	Força de inércia por unidade de comprimento
f_L	(-)	Frequência adimensional
f_y	(MPa)	Tensão de cedência do aço
G	(-)	Fator de resposta de rajada
h	(m)	Altura da construção
I_v	(-)	Intensidade de turbulência

I	(m ⁴)	Inércia
k_1	(-)	Fator de majoração das tensões nominais para ter em conta os momentos fletores secundários nas vigas reticuladas
k	(mm)	Rugosidade equivalente
k_f	(-)	Fator de concentração de tensões
k_I	(-)	Coefficiente de turbulência
k_p	(-)	Fator de pico
k_r	(-)	Coefficiente de terreno
K	(-)	Coefficiente de configuração modal
K_W	(-)	Coefficiente de comprimento de correlação
L	(m)	Comprimento do elemento estrutural
l_j	(m)	Comprimento da estrutura entre dois nodos
L_j	(m)	Comprimento de correlação
L_t	(m)	Escala de referência
$L(z_s)$	(m)	Escala de turbulência
$m(s)$	(ton/m)	Massa por unidade de comprimento
$m_{i,e}$	(ton/m)	Massa equivalente por unidade de comprimento para o modo i
m	(-)	Inclinação da curva de resistência à fadiga e número de antinodos da estrutura em vibração
n	(-)	Número de zonas em que, simultaneamente, ocorre excitação por desprendimento de vórtices
n_i	(Hz)	Número de ciclos aplicados à estrutura com um respetivo intervalo de tensões “i”
$n_{i,x}$	(Hz)	Frequência fundamental de vibração da estrutura para o modo i na direção x
$n_{i,y}$	(Hz)	Frequência fundamental de vibração da estrutura para o modo i na direção y
N_i	(-)	Número de ciclos de repetição de carregamento em linha e número de ciclos a que a peça consegue resistir para um intervalo de tensões “i”
N_R	(-)	Valor de cálculo do tempo de vida expresso como um número de ciclos relativo a um intervalo de tensões constante
q_b	(N/m ²)	Pressão dinâmica de referência
q_p	(N/m ²)	Pressão dinâmica de pico
r	(m)	Raio
r_{ext}	(m)	Raio exterior
r_{int}	(m)	Raio interior
R^2	(-)	Coefficiente de resposta em ressonância

Re	(-)	Número de Reynolds
R_h, R_b	(-)	Funções de admitância aerodinâmica de altura e largura
s	(-)	Coefficiente; Coordenada
Sc	(-)	Número de Scruton
S_L	(-)	Função de densidade espectral de potência adimensional
St	(-)	Número de Strouhal
$S_v(z, n)$	(-)	Função de densidade espectral
T	(s)	Tempo de vida previsto na estrutura em anos
v_b	(m/s)	Valor de referência da velocidade do vento
$v_{b,0}$	(m/s)	Valor característico da velocidade do vento para um período de retorno de 50 anos
$v_{crit,i}$	(m/s)	Velocidade crítica do vento para o desprendimento de vórtices
$v_{med,1}(z)$	(m/s)	Velocidade média anual do vento para um período de retorno de 1 ano a 50 metros
V_{ref}	(m/s)	Velocidade de referência do vento
$V(z)$	(m/s)	Velocidade do vento
v_m	(m/s)	Velocidade média do vento
$y_f(s_i)$	(m)	Amplitude de vibração para o modo i
y_{max}	(m)	Deslocamento máximo ao longo do tempo no ponto em que a configuração modal da estrutura é igual a 1
z	(m)	Altura acima do solo
z_e	(m)	Altura de referência acima do solo da secção considerada
z_{max}	(m)	Altura máxima
z_{min}	(m)	Altura mínima
z_o	(m)	Comprimento de rugosidade
z_s	(m)	Altura de referência para a determinação do coeficiente estrutural
z_t	(m)	Altura de referência
α_n	(rad/s ²)	Aceleração angular
$\phi_{1,x}$	(-)	Configuração do modo fundamental de vibração na direção do vento
δ	(-)	Decremento logarítmico de amortecimento total
δ_a	(-)	Decremento logarítmico de amortecimento aerodinâmico
δ_d	(-)	Decremento logarítmico de amortecimento devido a dispositivos especiais
δ_s	(-)	Decremento logarítmico de amortecimento estrutural

ε_0	(-)	Fator de largura de banda
η	(-)	Variável
φ	(-)	Índice de cheios
ϕ_i	(-)	Configuração modal estrutural para o modo i
λ	(-)	Esbelteza
ν	(Hz, m ² /s)	Frequência de passagens ascendentes; Viscosidade cinemática do ar
ρ	(kg/m ³)	Massa volúmica do ar
σ	(-)	Desvio padrão da velocidade média do vento com um período de retorno de 1 ano
$\sigma_{med,1}$	(MPa)	Tensão na seção crítica devido à velocidade média do vento com um período de retorno de 1 ano
σ_v	(-)	Desvio padrão da turbulência
ψ	(-)	Coefficiente de simultaneidade
ψ_1	(-)	Coefficiente do valor frequente de uma ação variável
ψ_1	(-)	Coefficiente de redução aplicável ao coefficiente de força de elementos estruturais com efeitos de extremidade
$\psi_{\lambda\alpha}$	(-)	Coefficiente de efeitos de extremidade para cilindros de base circular
$\Delta\sigma$	(MPa)	Intervalo de tensões (tensão normal)
$\Delta\tau$	(MPa)	Intervalo de tensões (tensão de corte)
$\Delta\sigma_E, \Delta\tau_E$	(MPa)	Intervalo de tensões, de amplitude constante equivalente, relativo a n_{max}
$\Delta\sigma_{E,2}, \Delta\tau_{E,2}$	(MPa)	Intervalo de tensões, de amplitude constante equivalente, relativo a 2 milhões de ciclos
$\Delta\sigma_C, \Delta\tau_C$	(MPa)	Valor de referência da resistência à fadiga para $N_C = 2$ milhões de ciclos
$\Delta\sigma_D, \Delta\tau_D$	(MPa)	Limite de fadiga para intervalos de tensões de amplitude constante ao número de ciclos N_D
$\Delta\sigma_L, \Delta\tau_L$	(MPa)	Limite de truncatura para intervalos de tensões ao número de ciclos N_L
$\Delta\sigma_R$	(MPa)	Intervalo de tensões normais resistentes de um determinado pormenor construtivo para um número de ciclos N_R
$\Delta\sigma_{si}$	(MPa)	Intervalo de tensões para um qualquer número de repetições
γ_{Ff}	(-)	Coefficiente parcial para o intervalo de majoração das ações
γ_{Mf}	(-)	Coefficiente parcial para a resistência à fadiga relativo a $\Delta\sigma_C, \Delta\tau_C$
λ_i	(-)	Fator de dano equivalente
ω_n	(rad/s)	Frequência angular

1 INTRODUÇÃO

1.1 MOTIVAÇÃO

A recente construção de estruturas cada vez mais esbeltas, função da utilização de materiais de elevado desempenho, sobretudo em termos de resistência, e das novas técnicas de análise estrutural, entre outros, tem conduzido à necessidade de estudar novos fenómenos até então pouco relevantes na área da engenharia de estruturas. Um destes fenómenos é o da fadiga de estruturas de aço decorrente de vibrações causadas pela ação do vento, que podem pôr em causa a segurança das mesmas aos estados limites últimos e encurtar o período de vida útil da estrutura.

A Figura 1 ilustra o caso de um edifício localizado em Nova Iorque que se verificou, só após a construção, ser vulnerável a ventos de intensidade relativamente moderada. Felizmente o problema foi detetado atempadamente e o reforço foi efetuado antes que qualquer colapso estrutural tivesse acontecido.



Figura 1 - Prédio localizado na ilha de Manhattan, em Nova Iorque (adaptado de [1])

Verifica-se portanto que os fenómenos de interação vento-estrutura podem provocar esforços significativos e de carácter cíclico nas estruturas podendo por em causa a sua estabilidade e a sua resistência à fadiga. Tratando-se de uma temática relativamente recente na área da engenharia de estruturas, pretende-se com esta dissertação dar um contributo para a compreensão das metodologias previstas na regulamentação europeia em vigor, para a verificação da segurança à fadiga decorrentes de fenómenos de instabilidade aeroelástica.

1.2 OBJETIVOS

Conforme se referiu, a presente dissertação pretende ser um contributo para a compreensão das metodologias de verificação da segurança a fenómenos de fadiga resultantes de fenómenos de instabilidade aeroelásticas, em particular as vibrações na direção do escoamento do vento e também transversais ao mesmo, decorrentes da libertação de vórtices. Neste sentido apresentam-se como principais objetivos:

- compreender e quantificar a ação do vento e a sua interação com a estrutura de acordo com a regulamentação europeia;
- estabelecer critérios que balizem a problemática das vibrações na direção do vento e na direção transversal;
- apresentar as principais metodologias de verificação da segurança à fadiga previstas no quadro normativo europeu;
- apresentar uma abordagem integrada da problemática da fadiga decorrente de vibrações aeroelásticas;
- apresentar exemplos práticos de verificação da segurança à fadiga resultante de vibrações na direção do escoamento e do desprendimento de vórtices.

1.3 ORGANIZAÇÃO

A presente dissertação foi organizada em cinco capítulos, sendo o presente o primeiro.

O segundo capítulo apresenta uma descrição detalhada da caracterização da velocidade do vento, e da generalidade dos fenómenos relativos à sua ação, com particular ênfase para os aspetos de carácter dinâmico e de interação com a estrutura com potencial de resultarem em vibrações mecânicas. Em virtude da gama de fenómenos de instabilidade aeroelástica e respetiva

complexidade, limita-se o âmbito desta dissertação às vibrações na direção do escoamento e às vibrações transversais devidas à libertação de vórtices.

No terceiro capítulo faz-se uma descrição breve dos conceitos fundamentais da fadiga e apresentam-se as metodologias de verificação da segurança à fadiga constantes da regulamentação europeia em vigor.

No quarto capítulo apresentam-se dois casos de estudo. O primeiro consiste numa coluna de iluminação e o segundo num tirante de uma ponte pedonal. Neste capítulo, apresentam-se todos os cálculos necessários à quantificação da ação do vento, procede-se a uma análise estrutural e efetua-se a verificação da segurança à fadiga produzida pelas vibrações na direção do vento e na direção perpendicular devidas ao desprendimento de vórtices.

No quinto e último capítulo apresentam-se as principais conclusões decorrentes do trabalho realizado.

2 AÇÃO DO VENTO

2.1 INTRODUÇÃO

O vento é o resultado do movimento do ar em relação à terra. Resulta das diferenças de pressão na atmosfera, produzidas pelo aquecimento solar diferencial da superfície terrestre, e das forças geradas pela rotação da terra [2].

Do ponto de vista da engenharia de estruturas, o vento é uma ação dinâmica que pode causar vibrações significativas sobretudo em estruturas esbeltas e flexíveis. Destas vibrações podem resultar deslocamentos, velocidades e acelerações importantes que podem por em causa a segurança aos estados limites últimos de resistência e de serviço. No caso de estruturas metálicas, coloca-se ainda o problema da redução da sua vida útil, quando destas vibrações possam decorrer fenómenos de fadiga.

As forças aerodinâmicas resultam da pressão exercida na estrutura pelo ar e decorrem do escoamento do fluido em torno da mesma. Dependem essencialmente da velocidade do vento e respetiva lei de variação, das configurações material e geométrica da estrutura e das suas características dinâmicas [3].

As vibrações induzidas nas estruturas devido à ação do vento podem ser atribuídas a fenómenos de instabilidade aeroelástica, resultantes da interação entre forças aerodinâmicas, forças de restituição elásticas e forças de inércia. O estudo dos fenómenos de instabilidade aeroelástica é sobretudo relevante na indústria aeronáutica. No entanto, o projeto e construção de estruturas cada vez mais esbeltas, com recurso a materiais de elevado desempenho e resistência, tem obrigado também à análise destes fenómenos por parte da engenharia de estruturas.

Entre os diversos fenómenos de instabilidade aeroelástica referenciados na literatura, a presente dissertação foca-se nuns dos mais relevantes para estruturas unidimensionais de secção circular, como sejam as vibrações na direção do escoamento e as vibrações transversais decorrentes da libertação de vórtices. Na presente dissertação dá-se relevo à verificação da segurança a fenómenos de fadiga decorrentes destes fenómenos.

2.2 REGULAMENTAÇÃO EXISTENTE

Na regulamentação europeia vigente existe hoje em dia um conjunto de normas que, quando utilizadas de forma integrada, permitem efetuar uma verificação da segurança a fenómenos de fadiga induzidos pela ação do vento. Entre eles destacam-se:

- EN 1990, Eurocódigo - Base para projetos de estruturas [4];
- EN-1991-1-4, Eurocódigo 1 – Ações em estruturas – Parte 1-4: Ações gerais – Ações do vento [5];
- EN 1993-1-9 – Projeto de estruturas de aço – Parte 1-9: Fadiga [6];
- EN 1993-3-1 – Projeto de estruturas de aço. Torres, mastros e chaminés [7];
- EN 40-3-1 – Colunas de iluminação [8];
- EN 61400-2 – Requisitos de dimensionamento de SWT (small wind turbines) [9].

A EN 1990 estabelece princípios e requisitos para a segurança, facilidade de manutenção e durabilidade das estruturas. Descreve também a base para a sua conceção e verificação e fornece orientações para aspetos relacionados com a fiabilidade estrutural.

A EN-1991-1-4 procura fornecer um conjunto de orientações, que têm como objetivo determinar as ações do vento sobre estruturas com alturas limite até 200 metros. Nos respetivos anexos nacionais, são estabelecidas as condições físicas e climáticas próprias de cada região. São ainda fornecidos vários anexos que nos permitem definir um conjunto de informações necessárias para a caracterização da ação do vento.

A EN 1993-1-9 estabelece métodos para a avaliação da resistência à fadiga de elementos, ligações e juntas de aço expostas a carregamentos cíclicos, como seja a ação do vento.

Na seção 9 da EN 1993-3-1, específica para o projeto de torres, mastros e chaminés, são expostos métodos de análise de vibrações na direção do escoamento e na direção perpendicular, devidas à libertação de vórtices.

A EN 40-3-1 especifica as cargas atuantes devidas à ação do vento para colunas de iluminação com alturas não superiores a 20 metros. Projetos estruturais especiais para permitir a fixação de placas e de fios aéreos não são abrangidos nesta norma.

A EN 61400-2 contém um conjunto de requisitos de projeto que visam garantir a adequabilidade das turbinas eólicas e torres de elevação contra danos que possam ocorrer dentro do tempo de vida previsto, nomeadamente por ação do vento.

2.3 CARACTERIZAÇÃO DO VENTO E SEUS EFEITOS

2.3.1 Velocidade

2.3.1.1 Velocidade média anual

A velocidade média do vento no continente europeu associada a um período de retorno de 1 ano e uma altura de 50m é obtida com base na análise do mapa da Figura 2. É possível observar que o território nacional está dividido em duas zonas distintas, zona interior e faixa costeira, com velocidades médias anuais entre valores de 4.5m/s e 8.5m/s dependendo das condições topográficas.

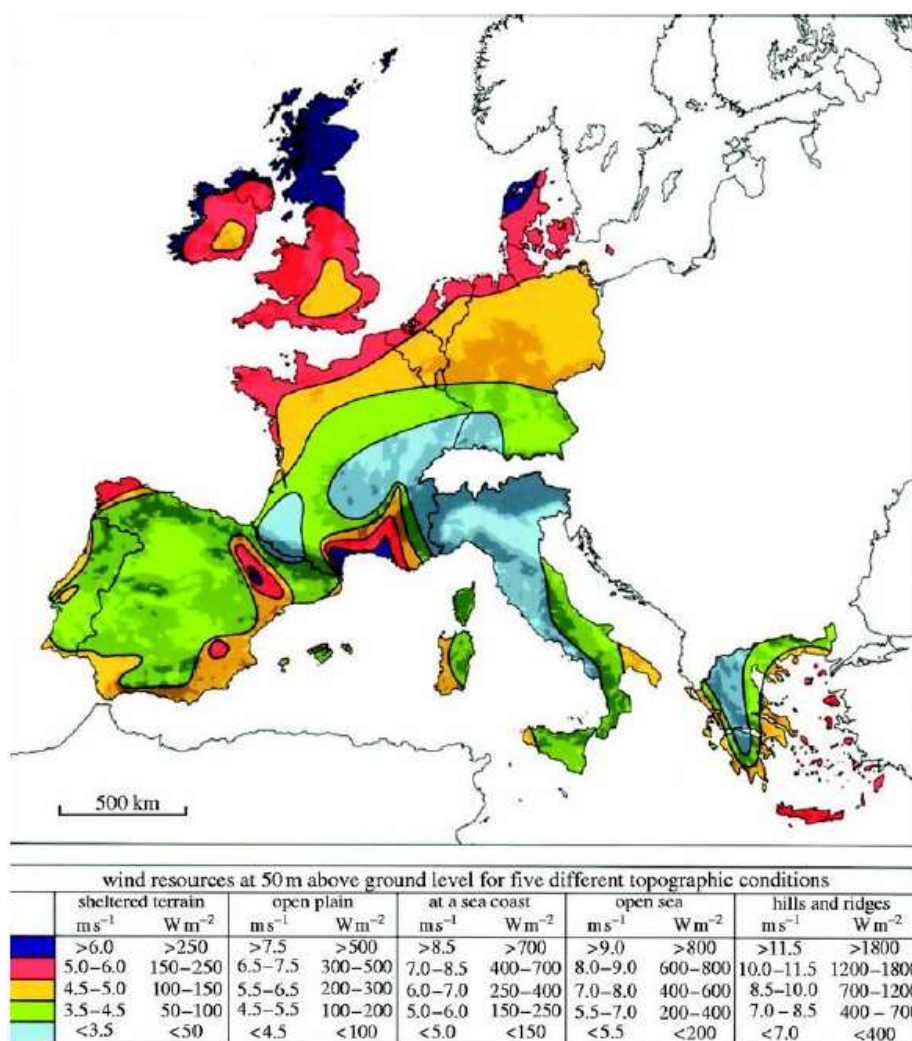


Figura 2 – Velocidades médias anuais no continente europeu (adaptado de [10])

2.3.1.2 Velocidade de referência

Segundo o Eurocódigo [4], a ação do vento é concebida como sendo de natureza variável associada a um período de retorno de 50 anos [2,11]. O valor de base da velocidade de referência do vento $v_{b,0}$, representa o valor característico da velocidade média do vento referida a períodos de 10 minutos e uma altura de 10m, com uma probabilidade anual de ser excedida de 0,02, conforme indicado na Figura 3.

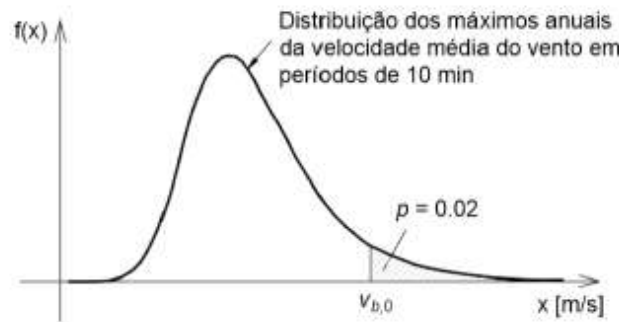


Figura 3 – Definição probabilística de $v_{b,0}$ (adaptado de [11])

O valor de referência da velocidade do vento, v_b é definido em função da direção do vento e da época do ano a uma altura de 10 metros acima da superfície de um terreno com vegetação rasteira e obstáculos isolados com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura ($z_0 = 0,05m$, $z_{min} = 3m$), podendo ser calculado através da equação (2.1):

$$v_b = c_{dir} \times c_{season} \times v_{b,0} \quad (2.1)$$

De acordo com o Anexo Nacional da EN 1991-1-4 os coeficientes, c_{dir} e c_{season} geralmente tomam o valor unitário. No entanto, em situações em que o efeito em causa esteja associado a uma direção particular do vento ou numa situação em que as velocidades do vento sejam bastante inferiores às máximas no local pode-se considerar uma redução na velocidade de referência em 15% do valor básico, isto é, $c_{dir} \geq 0,85$. Por outro lado, nos casos em que a situação de projeto ocorre entre Maio e Agosto do mesmo ano, pode-se considerar uma redução na velocidade de referência em 10% do valor básico, ou seja, $c_{season} \geq 0,9$.

Em relação a $v_{b,0}$, admite-se que em Portugal este toma valores de 27m/s ou 30m/s, consoante a estrutura em análise se encontre na zona A (todo o território, exceto a zona B), ou na zona B

(arquipélagos e regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5km de largura ou a altitudes superiores a 600m) [5].

2.3.1.3 Velocidade média em função da altura

A velocidade média do vento $v_m(z)$ a uma altura z acima do solo depende da rugosidade, da orografia do terreno e do valor de referência da velocidade do vento, v_b . A EN 1994-1-4 propõe a seguinte equação:

$$v_m(z) = c_r(z) \times c_o(z) \times v_b \quad (2.2)$$

em que $c_r(z)$ representa o coeficiente de rugosidade, que tem em conta um conjunto de irregularidades que caracterizam uma superfície e que dependem das características do terreno. As classes respetivas apresentam-se na Tabela 1, sendo z_0 o comprimento de rugosidade e z_{min} a altura mínima a considerar, as quais dependem da categoria de terreno. Estes dois parâmetros são utilizados na caracterização do perfil de velocidades do vento em altura.

Tabela 1 - Categorias e parâmetros de terreno (adaptado de [5])

Categoria de terreno		Z_0 [m]	Z_{min} [m]
I	Zona costeira exposta aos ventos de mar	0,005	1
II	Zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura	0,05	3
III	Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo 20 vezes a sua altura (exemplos: zonas suburbanas, florestas permanentes)	0,3	8
IV	Zona na qual pelo menos 15% da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15 m	1,0	15

Com base nos parâmetros definidos na Tabela 1 define-se o coeficiente de rugosidade $c_r(z)$, dado pelas equações:

$$c_r = k_r \times \ln\left(\frac{z}{Z_0}\right) \text{ para } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (2.3)$$

$$c_r = c_r(z_{min}) \text{ para } z \leq z_{min}$$

Sendo o coeficiente de terreno, k_r , calculado através da equação (2.4):

$$k_r = 0,19 \times \left(\frac{z_o}{z_{o,II}} \right)^{0,07} \quad (2.4)$$

em que $z_{o,II} = 0,05\text{m}$ (categoria de terreno II, Tabela 1), z_{\min} é a altura mínima definida na Tabela 1 e z_{\max} é considerada igual a 200 m. $c_o(z)$ representa o coeficiente de orografia que deve ser considerado igual a 1, salvo nos casos em que o declive do terreno for superior a 5% (exemplo: colinas, falésias).

2.3.2 Turbulência

A EN 1991-1-4 refere que a intensidade da turbulência, I_v , decresce com a altura na proporção inversa do crescimento da velocidade média do vento entre as alturas z_{\min} e z_{\max} , e toma um valor constante para alturas inferiores a z_{\min} .

A intensidade de turbulência $I_v(z)$ é definida como o quociente entre o desvio padrão da turbulência e a velocidade média do vento, sendo definida pelas equações (2.5).

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_I}{c_o(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_o}\right)} \text{ para } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (2.5)$$

$$I_v(z) = I_v(z_{\min}) \quad \text{para } z \leq z_{\min}$$

em que σ_v é o desvio padrão da componente turbulenta da ação do vento, dada pela expressão:

$$\sigma_v = k_r \times v_b \times k_I \quad (2.6)$$

em que k_I refere-se ao coeficiente de turbulência, sendo o seu valor unitário.

2.3.3 Pressão dinâmica de pico

A pressão dinâmica de pico, a uma dada altura z , $q_p(z)$, resulta da velocidade média e das flutuações de curta duração da velocidade do vento. A regra recomendada para o seu cálculo pode ser definida pela expressão (2.7):

$$q_p(z) = [1 + 7 \times I_v(z)] \times \frac{1}{2} \times \rho \times v_m^2(z) \quad (2.7)$$

O valor 7 na equação 2.7 é baseado num fator de pico igual a 3,5 e é consistente com os valores dos coeficientes de pressão e de força. A grandeza ρ refere-se à massa volúmica do ar, que depende da altitude, da temperatura e da pressão atmosférica. O valor normalmente recomendado para ρ é igual a $1,25 \text{ kg/m}^3$.

É comum comparar-se a pressão dinâmica de pico com a pressão dinâmica de referência q_b , surgindo a partir daí uma nova grandeza denominada por coeficiente de exposição $c_e(z)$, dado pela equação (2.8):

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} \quad (2.8)$$

sendo a pressão dinâmica de referência dada por (2.9):

$$q_b = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \quad (2.9)$$

O coeficiente de exposição $c_e(z)$ define a amplificação da ação do vento a uma determinada cota, sendo representado na Figura 4, em função da altura e da categoria de terreno, para um coeficiente de orografia e um coeficiente de turbulência de valor unitário.

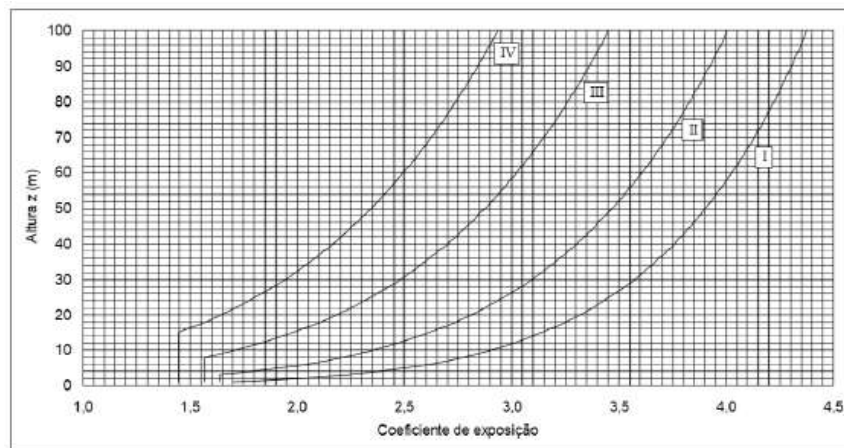


Figura 4 – Coeficiente de exposição $c_e(z)$ para $c_o(z)=1$ e $k_t=1$ (adaptado de [5])

2.4 AÇÃO DO VENTO NAS ESTRUTURAS

2.4.1 Força exercida pelo Vento

A força exercida pelo vento, F_w , sobre uma construção ou um elemento de construção pode ser calculada pela equação 2.10, tal como indicado na EN 1991-1-4:

$$F_w = c_s c_d \times c_f \times q_p(z) \times A_{ref} \quad (2.10)$$

em que $c_s c_d$ representa o coeficiente estrutural, c_f é o coeficiente de força e A_{ref} é a área da superfície exposta à pressão do vento $q_p(z)$.

No entanto, e tendo em conta que os problemas de fadiga não resultam de ações extremas e raras, mas antes de ações carácter cíclico e repetitivo, deve-se ter em linha de conta, na expressão anterior, a velocidade média anual $v_{med,1}$ com um período de retorno também anual e não a velocidade média relativa a um período de retorno de 50 anos v_m . Deve desprezar-se também o efeito da turbulência, de tal modo que a expressão anterior resulta em:

$$F_{w,med,1} = c_s c_d \times c_f \times \frac{1}{2} \times \rho \times v_{med,1}^2 \times A_{ref} \quad (2.11)$$

Tendo em conta que a velocidade média anual $v_{med,1}$ se refere a uma altura de 50m torna-se necessário estudar a velocidade do vento em altura. Para isso pode utilizar-se a lei de variação de velocidades, $V(z)$, proposta na norma EN61400-2:

$$V(z) = V(z_r) \cdot \left(\frac{z}{z_r} \right)^\alpha \quad (2.12)$$

em que $V(z_r)$ é a velocidade do vento à cota de referência, z_r , acima do solo e α é o expoente da lei de potência sugerido igual a 0.2.

2.4.2 Coeficiente de força

O coeficiente de força c_f , que pretende traduzir a pressão exercida numa superfície específica devido à pressão dinâmica do vento, depende da forma do elemento estrutural e da posição de incidência do vento. O coeficiente de força c_f para um cilindro de base circular de comprimento finito pode ser obtido através da equação (2.13):

$$c_f = c_{f,0} \times \psi_\lambda \quad (2.13)$$

em que $c_{f,0}$ é o coeficiente de força para cilindros sem livre escoamento em torno das extremidades (Ver figura 5), e ψ_λ é o coeficiente de efeitos de extremidade.

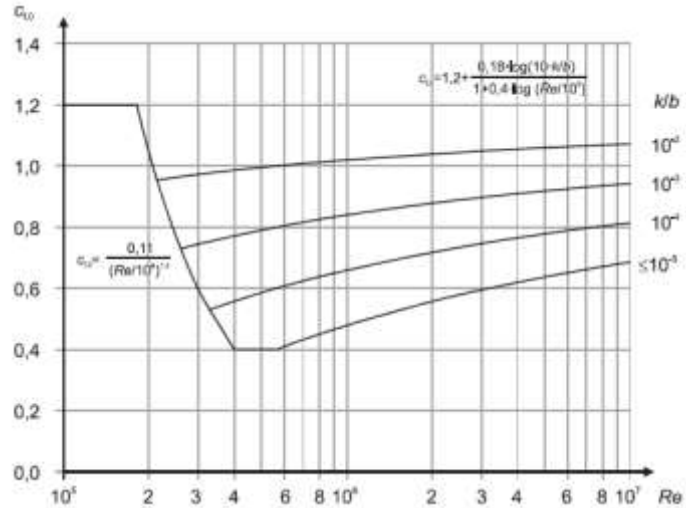


Figura 5 – Coeficiente de força $c_{f,0}$ para cilindros de base circular sem livre escoamento em torno das extremidades e para diferentes valores da rugosidade equivalente k/b (adaptado de [5])

Como se pode verificar, o coeficiente de força $c_{f,0}$ depende do número de Reynolds e da rugosidade equivalente. Os valores da rugosidade superficial equivalente podem ser obtidos na Tabela 2, conforme o tipo de superfície a que esteja exposto.

Tabela 2 - Rugosidade superficial equivalente k (adaptado de [5])

Tipo de superfície	Rugosidade equivalente k [mm]
Vidro	0,0015
Metal polido	0,002
Revestimento por pintura liso	0,006
Pintura aplicada à pistola	0,02
Aço - superfície lisa	0,05
Ferro fundido	0,2
Aço galvanizado	0,2
Betão liso	0,2
Madeira aplainada	0,5
Betão rugoso	1,0
Madeira serrada, rugosa	2,0
Superfície com ferrugem	2,0
Alvenaria de tijolo	3,0

O número de Reynolds é um parâmetro adimensional definido pela expressão (2.14):

$$Re = \frac{b \times v(z_e)}{\nu} \quad (2.14)$$

em que b é o diâmetro, ν é a viscosidade cinemática do ar e $v(z_e)$ é a velocidade de pico do vento definida pela expressão (2.15).

$$v(z_e) = \sqrt{\frac{2 \times q_p}{\rho}} \quad (2.15)$$

O coeficiente de efeitos de extremidade ψ_λ é definido em função da esbelteza λ , conforme a Tabela 3, e do índice de cheios ϕ .

Tabela 3 - Valores de λ recomendados (adaptado de [5])

N.º	Posição da estrutura, vento perpendicular ao plano da figura	Esbelteza efectiva λ
1		<p>Para elementos com secção poligonal, perfis com arestas vivas e estruturas treliçadas:</p> <ul style="list-style-type: none"> - para $\ell \geq 50$ m, o menor dos valores $\lambda=1,4\ell/b$ ou $\lambda=70$; - para $\ell < 15$ m, o menor dos valores $\lambda=2\ell/b$ ou $\lambda=70$.
2		<p>Para cilindros de base circular:</p> <ul style="list-style-type: none"> - para $\ell \geq 50$ m, o menor dos valores $\lambda=0,7\ell/b$ ou $\lambda=70$; - para $\ell < 15$ m, o menor dos valores $\lambda=\ell/b$ ou $\lambda=70$.
3		<p>Para valores intermédios de ℓ, deverá ser efectuada uma interpolação linear.</p>
4		<p>Para $\ell \geq 50$ m, o maior dos valores $\lambda=0,7\ell/b$ ou $\lambda=70$;</p> <p>para $\ell < 15$ m, o maior dos valores $\lambda=\ell/b$ ou $\lambda=70$.</p> <p>Para valores intermédios de ℓ, deverá ser efectuada uma interpolação linear.</p>

O índice de cheios φ (ver Figura 6) é dado pela equação (2.16):

$$\varphi = \frac{A}{A_c} \quad (2.16)$$

em que A é a soma das áreas projetadas dos elementos e A_c é a área limitada pelo contorno exterior.

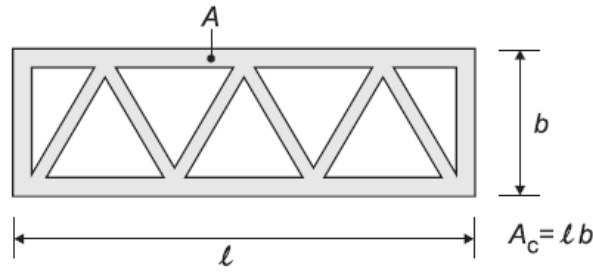


Figura 6 - Definição do índice de cheios φ (adaptado de [5])

Finalmente, na Figura 7 pode consultar-se o valor do coeficiente de efeitos de extremidade ψ_λ em função da esbelteza e do índice de cheios, ficando definido o coeficiente de força c_f para um cilindro de base circular de comprimento finito.

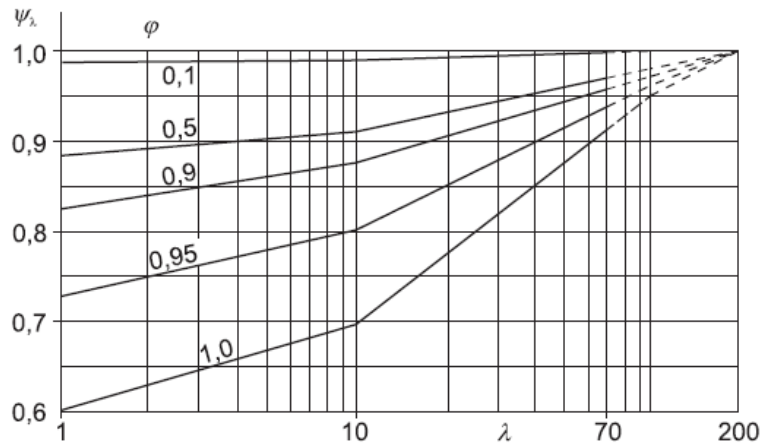


Figura 7 - Valores indicativos do coeficiente de efeitos de extremidade ψ_λ em função do índice de cheios φ e da esbelteza λ (adaptado de [5])

2.4.3 Coeficiente estrutural

O fator estrutural $c_s c_d$ calculado com base na equação 2.17 tem em conta o efeito das ações do vento na ocorrência das pressões de pico sobre a superfície, bem como o efeito das vibrações da estrutura devidas à turbulência do vento.

$$c_s c_d = \frac{1 + 2 \times k_p \times I_v(z_s) \times \sqrt{B^2 + R^2}}{7 \times I_v(z_s)} \quad (2.17)$$

O coeficiente estrutural depende do coeficiente de dimensão c_s e do coeficiente dinâmico c_d . O coeficiente de dimensão tem em conta os efeitos de redução provocados pela ação do vento devido

à não simultaneidade na ocorrência das pressões de pico sobre a superfície da construção. Este depende da intensidade de turbulência do vento e do coeficiente de resposta quase-estática. Em relação ao coeficiente dinâmico, este toma em conta os efeitos máximos devidos às vibrações causadas pela turbulência em ressonância com a estrutura. O coeficiente dinâmico depende da intensidade de turbulência do vento, do coeficiente de resposta quase-estática, do coeficiente de resposta em ressonância e do fator de pico. É importante referir que o cálculo do coeficiente estrutural é realizado para uma determinada altura de referência z_s .

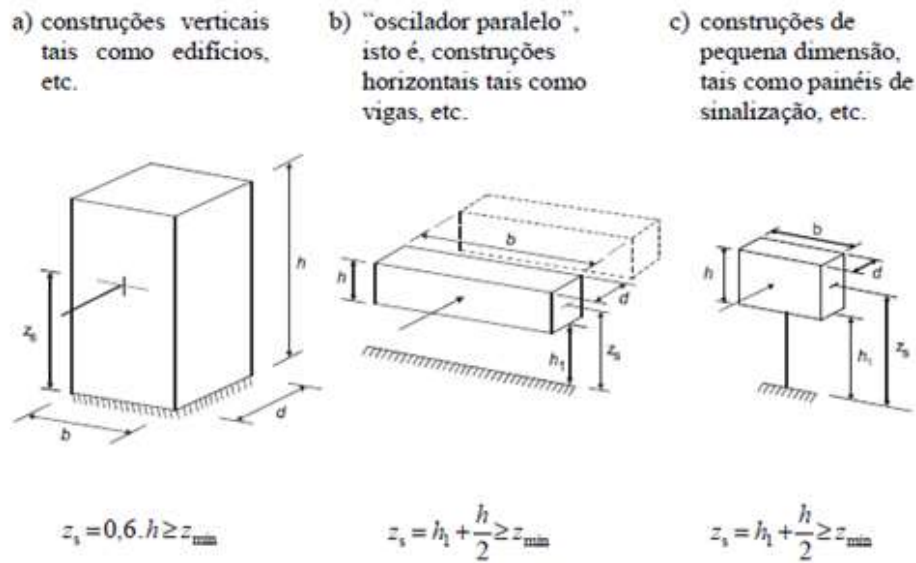


Figura 8 - Formas gerais de construções para o cálculo do coeficiente estrutural (adaptado de [5])

O fator de pico K_p é definido como a razão entre o valor máximo da parte flutuante da resposta e do desvio padrão desta e é considerado tomando em conta o maior dos seguintes valores determinados na equação (2.18):

$$K_p = \max \left(\sqrt{2 \times \ln(v \times T)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(v \times T)}}; 3 \right) \quad (2.18)$$

onde T representa a duração de integração da velocidade média do vento, que, segundo a Norma Europeia, equivale a 600s e v representa a frequência de passagens ascendentes que é obtida pela expressão (2.19):

$$v = n_{1,x} \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}}, \text{ sendo } v \geq 0,08 \text{ Hz} \quad (2.19)$$

em que $n_{1,x}$ é a frequência própria da estrutura. O fator de pico K_p pode ser obtido do ábaco da Figura 9.

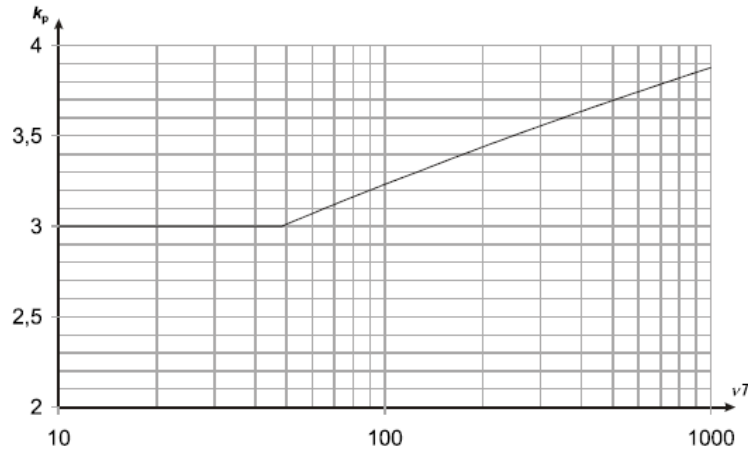


Figura 9 - Fator de pico k_p (adaptado de [5])

2.4.3.1 Coeficiente de resposta quase-estática

O coeficiente de resposta quase-estática B^2 , traduz a falta de correlação total das pressões na superfície da construção, e pode ser determinado através da equação (2.20):

$$B^2 = \frac{1}{1 + 0.9 \times \left(\frac{b+h}{L(z_s)} \right)^{0.63}} \quad (2.20)$$

onde b , h representam a largura e altura da construção respetivamente e $L(z_s)$ corresponde à escala de turbulência calculada à altura de referência z_s . A escala de turbulência $L(z)$ representa a dimensão média dos turbilhões do vento natural, sendo dada pela equação (2.21):

$$\begin{cases} L(z) = L_t \times \left(\frac{z}{z_t} \right)^\alpha & \text{para } z \geq z_{min} \\ L(z) = L(z_{min}) & \text{para } z < z_{min} \end{cases} \quad (2.21)$$

Com uma altura de referência $z_t=200$ m, uma escala de referência $L_t=300$ m, e com

$$\alpha = 0,67 + 0,05 \times \ln(z_o) \quad (2.22)$$

em que o comprimento de rugosidade z_o é obtido da Tabela 1.

2.4.3.2 Coeficiente de resposta em ressonância

A função da densidade espectral de potência adimensional $S_L(z, n)$ retrata a distribuição da energia do vento (ver Figura 10), sendo determinada pela seguinte equação (2.20):

$$S_L(z, n) = \frac{6.8 \times f_L(z, n)}{(1 + 10.2 \times f_L(z, n))^{5/3}} \quad (2.23)$$

Como se pode verificar a densidade espectral da ação do vento depende da frequência adimensional dada pela equação 2.24:

$$f_L(z, n) = \frac{n \times L(z)}{v_m(z)} \quad (2.24)$$

em que n representa a frequência própria da estrutura.

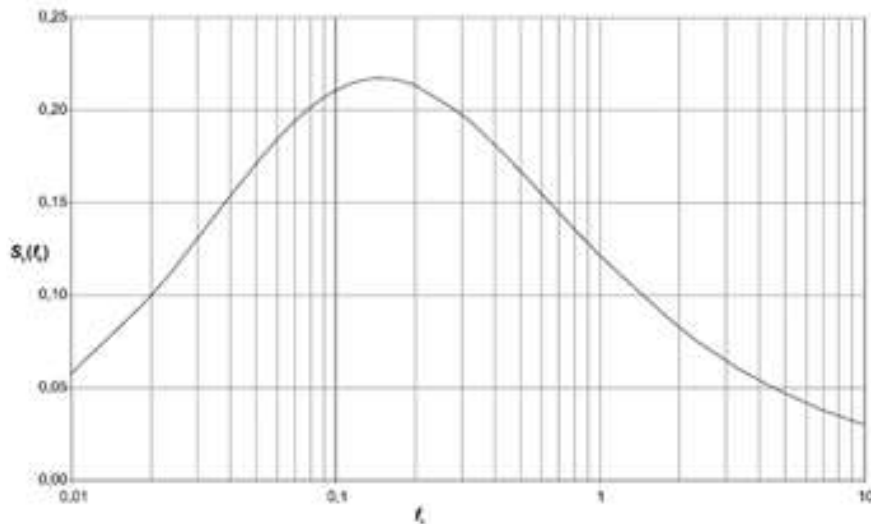


Figura 10 - Função de densidade espectral de potência $S_L(f_L)$ (adaptado de [5])

Posto isto, define-se o coeficiente de resposta em ressonância R^2 . Este coeficiente leva em conta o efeito da turbulência em ressonância com o modo de vibração considerado na estrutura, sendo determinado pela equação (2.25):

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times \delta} \times S_L(z_s, n_{1,x}) \times R_h(\eta_h) \times R_b(\eta_b) \quad (2.25)$$

em que δ é o decremento logarítmico total de amortecimento, e R_h e R_b são as funções de admitância aerodinâmica que para uma configuração de modo fundamental poderão ser estimadas através das equações 2.26 e 2.27 por:

$$R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2 \times \eta_h^2} \times (1 - e^{-2 \times \eta_h}) , \text{com } \eta_h = \frac{4.6 \times h}{L(z_s)} \times f_L(z_s, n_{1,x}) \quad (2.26)$$

$$R_b = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2 \times \eta_b^2} \times (1 - e^{-2 \times \eta_b}) , \text{com } \eta_b = \frac{4.6 \times b}{L(z_s)} \times f_L(z_s, n_{1,x}) \quad (2.27)$$

Para valores de η_h e η_b nulos, as funções de admitância aerodinâmicas têm valor unitário. O decremento logarítmico de amortecimento total δ refere-se ao modo fundamental de flexão e pode ser obtido através da soma das várias parcelas do amortecimento dado pela equação (2.28):

$$\delta = \delta_s + \delta_a + \delta_d \quad (2.28)$$

em que δ_s é o decremento logarítmico de amortecimento estrutural; δ_a é o decremento logarítmico de amortecimento aerodinâmico para o modo fundamental; δ_d é o decremento logarítmico de amortecimento devido a dispositivos especiais. O decremento logarítmico de amortecimento estrutural δ_s pode ser obtido da Tabela 4, conforme o tipo de estrutura considerado.

Tabela 4 - Valores aproximados do decremento logarítmico de amortecimento estrutural relativo ao modo fundamental, δ_s (adaptado de [5])

Tipo de estrutura		Amortecimento estrutural, δ_s
edifícios de betão armado		0,10
edifícios de aço		0,05
estruturas mistas betão + aço		0,08
torres e chaminés de betão armado		0,03
chaminés de aço com ligações soldadas, sem revestimento interior e sem isolamento térmico exterior		0,012
chaminés de aço com ligações soldadas, sem revestimento interior e com isolamento térmico exterior		0,020
chaminé de aço com um forro de conduta e com isolamento térmico exterior ^{a)}	$h/b < 18$	0,020
	$20 \leq h/b < 24$	0,040
	$h/b \geq 26$	0,014
chaminé de aço com dois ou mais forros de conduta e com isolamento térmico exterior ^{a)}	$h/b < 18$	0,020
	$20 \leq h/b < 24$	0,040
	$h/b \geq 26$	0,025
chaminé de aço com forro de conduta em alvenaria de tijolo		0,070
chaminé de aço com argamassa projectada ("gunite") no interior		0,030
chaminés acopladas sem forro de conduta		0,015
chaminé de aço espiada sem forro de conduta		0,04
pontes de aço + torres de aço reticuladas	com ligações soldadas	0,02
	com ligações de parafusos de alta resistência	0,03
	com ligações de parafusos correntes	0,05
pontes mistas		0,04
pontes de betão	pré-esforçadas, sem fissuração	0,04
	com fissuração	0,10
pontes de madeira		0,06 - 0,12
pontes de ligas de alumínio		0,02
pontes de plástico reforçado com fibras ou vidro		0,04 - 0,08
cabos	de fios paralelos	0,006
	de cordões	0,020
<i>NOTA: Os valores relativos a compósitos de matriz polimérica e madeira são apenas indicativos. Nos casos em que, no projecto, os efeitos aerodinâmicos se revelem significativos, é necessário obter informações mais precisas através de um parecer especializado (com o acordo, caso se aplique, da autoridade competente).</i>		
^{a)} Para valores intermédios de h/b , poderá ser efectuada uma interpolação linear.		

O decremento logarítmico de amortecimento aerodinâmico δ_a , para as vibrações na direcção do vento pode ser calculado através da expressão (2.29):

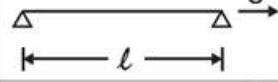
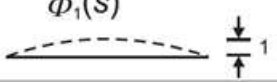
$$\delta_a = \frac{c_f \times \rho \times b \times v_m(z_s)}{2 \times n_1 \times m_e} \quad (2.29)$$

sendo m_e a massa por unidade de comprimento relativa ao modo fundamental representado na Tabela 5 para certos elementos estruturais e fornecida pela equação (2.30):

$$m_{i,e} = \frac{\int_0^l m(s) \times \phi_i^2(s) ds}{\int_0^l \phi_i^2(s) ds} \quad (2.30)$$

onde m é a massa por unidade de comprimento, l é a altura do vão da estrutura ou do elemento estrutural e $\phi_i(s)$ é a configuração modal da estrutura no modo i ao longo do vão s (ver Tabela 5).

Tabela 5 - Configuração do modo fundamental de flexão vertical para estruturas e elementos estruturais simplesmente apoiados (adaptado de [5])

Esquema	Configuração modal	$\phi_1(s)$
		$\sin\left(\pi \cdot \frac{s}{l}\right)$

2.5 FORÇA EXERCIDA EM OBJETOS (NORMA EN 40-3-1)

Em muitas situações a ação do vento sobre estruturas é indireta, isto é, o vento atua sobre objetos que estão ligados à estrutura. Nestas situações torna-se necessário calcular a força de arraste exercida pelo vento no objeto e de seguida ter em conta a sua ação deste na estrutura. No caso particular de sistemas de iluminação pode recorrer-se à norma EN 40-3-1 que fornece coeficientes de forma para luminárias com determinados tipos de geometria. Deste modo, a força horizontal, F_l , exercida pelo vento na luminária deve ser calculada utilizando a seguinte expressão:

$$F_l = A_l \cdot c \cdot q(z) \quad (2.31)$$

em que A_l representa a área projetada, em m^2 , no plano vertical perpendicular à direção do vento, da luminária, c é o coeficiente de forma para a seção do eixo da coluna a ser considerado (para secções circulares pode ser obtido a partir da curva 3 da Figura 11) e $q(z)$ representa a pressão dinâmica do vento já referenciada anteriormente. O valor de z deve ser tomado no centro da área de seção do suporte a ser considerado.

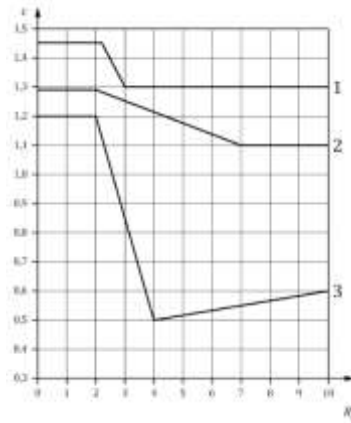


Figura 11 - Coeficiente de forma para seções circulares e octogonais (adaptado de [8])

2.6 VIBRAÇÕES NA DIREÇÃO DO VENTO

Para o estudo dos problemas de fadiga causados pela ação do vento na direção do escoamento interessa conhecer as durações anuais de diferentes velocidades médias e as respetivas flutuações. A norma EN 1993-3-1 estabelece um método simplificado para este efeito assumindo que as flutuações de velocidades ou tensões resultantes da ação do vento em torno do seu valor médio possuem uma distribuição estatística normal com um desvio padrão, σ , igual a aproximadamente um quarto da velocidade média do vento ou das tensões resultantes:

$$\sigma = \frac{G}{4} \times v_{med,1}(z) \quad (2.32)$$

em que G corresponde ao factor de resposta em rajada apropriado, calculado com base na seguinte equação:

$$G = c_e(z) \times c_s c_d - 1 \quad (2.33)$$

Nesse caso, o intervalo de tensões $\Delta\sigma_{si}$ a que uma estrutura pode estar sujeito pode ser estimado em 1,1 vezes a diferença entre a tensão decorrente dessa ação incorporando o fator de resposta de rajada G e a tensão decorrente da velocidade média do vento $v_{med,1}(z)$. Na norma EN 1993-3-1 é ainda definido o número equivalente de ciclos, N_i , ao qual a estrutura vai estar submetida durante o seu tempo de vida previsto:

$$N_i = \frac{10^5 \times T}{50} \quad (2.34)$$

onde T representa o tempo de vida previsto da estrutura em anos.

2.7 DESPRENDIMENTO DE VÓRTICES

Os vórtices são definidos como um escoamento giratório onde as linhas de corrente apresentam um padrão circular ou espiral, isto é, são movimentos espirais que giram em torno de um centro de rotação. Quando o vento sopra através de um elemento estrutural, os vórtices são libertados alternadamente de ambos os lados, dando origem a uma força de flutuação atuando perpendicularmente à direção do vento, que se encontra esquematizada na Figura 12.

2.7.1 Velocidade crítica e desprendimento de vórtices

Segundo a EN 1991-1-4, as vibrações da estrutura ocorrem quando a frequência de desprendimento de vórtices for igual à frequência própria da estrutura, o que sucede quando a velocidade do vento é igual a uma determinada velocidade crítica. Se a amplitude das vibrações for significativa podem resultar problemas de fadiga caso a velocidade do vento se aproxime da velocidade crítica.

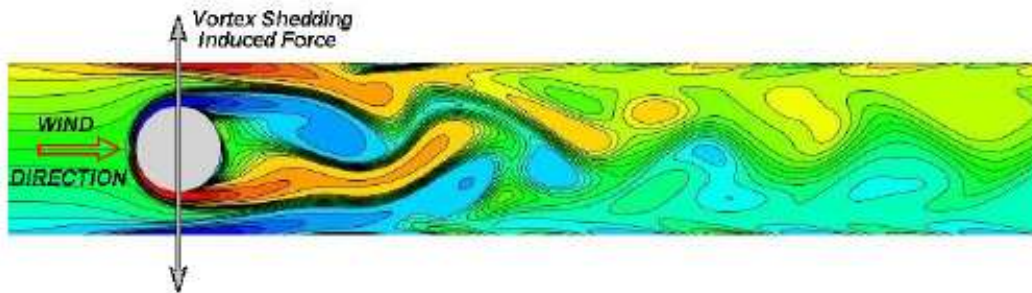


Figura 12 - Fenómeno de vórtices induzido pelo vento que flui sobre um cilindro (adaptado de [12])

A velocidade crítica é obtida pela seguinte expressão:

$$v_{crit} = \frac{b \times n_{i,y}}{St} \quad (2.35)$$

em que b é a largura de referência na qual ocorre o desprendimento de vórtices, $n_{i,y}$ é a frequência própria do modo de vibração i em flexão, na direção transversal do vento e St é o número de Strouhal, indicado na Tabela 6.

O efeito de desprendimento de vórtices deve ser analisado quando o quociente entre a maior e a menor dimensão transversal da construção, ambas consideradas no plano perpendicular à direção do vento, é superior a 6. A sua análise não é necessária quando a seguinte condição se verifica [5]:

$$v_{crit,i} > 1,25 \times v_m \quad (2.36)$$

onde $v_{crit,i}$ é a velocidade crítica do vento para o modo i e v_m é o valor característico da velocidade média do vento referente a períodos de 10 minutos.

2.7.2 Força resultante do desprendimento de vórtices

O efeito das vibrações induzidas pelo desprendimento de vórtices é estimado com base no efeito da força de inércia por unidade de comprimento $F_w(s)$, que atua perpendicularmente à direção da ação do vento na posição s da estrutura [5], que é determinada pela seguinte expressão:

$$F_w(s) = m(s) \cdot (2 \cdot \pi \cdot n_{i,y})^2 \cdot \phi_{i,y} \cdot y_{F,máx} \quad (2.37)$$

onde $m(s)$ é massa oscilante da estrutura por unidade de comprimento, $\phi_{i,y}$ é a configuração modal da estrutura normalizada com o valor 1 no ponto de deslocamento máximo e $y_{F,máx}$ é o deslocamento máximo considerado no ponto em que a configuração modal da estrutura é unitária. É importante referir que a metodologia proposta pela EN 1991-1-4 é uma metodologia apenas aproximada da realidade, uma vez que não são tomados em linha de conta várias propriedades que podem influenciar a resposta. A metodologia pode ser empregue sem ter qualquer conhecimento do amortecimento e das propriedades dinâmicas reais da estrutura, uma vez que no regulamento são fornecidas expressões para o seu cálculo aproximado.

2.7.3 Cálculo da amplitude transversal do vento

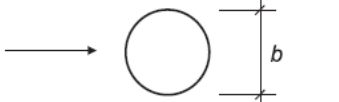
O cálculo do deslocamento máximo $y_{F,máx}$ pode ser realizado por dois métodos distintos constantes na norma EN-199-1-4. O primeiro método é mais usual, uma vez que pode ser aplicado

a vários tipos de estruturas e modos de vibração. São incluídos os efeitos de turbulência e de rugosidade. O segundo método é aplicado apenas para vibrações no primeiro modo de estruturas em consola, como chaminés e mastros, nas quais as dimensões, perpendiculares ao vento, têm uma distribuição regular ao longo do eixo principal. A expressão correspondente ao 1º método é dada por:

$$\frac{y_{F,máx}}{b} = \frac{1}{St^2} \cdot \frac{1}{Sc} \cdot K \cdot K_w \cdot c_{lat} \quad (2.38)$$

onde b é a largura de referência na qual ocorre desprendimento de vórtices, St é o número de Strouhal, indicado na Tabela 6, Sc é o número de Scruton, K_w é o coeficiente de comprimento de correlação efetivo, K é o coeficiente de configuração modal e c_{lat} é o coeficiente de força lateral.

Tabela 6 - Número de Strouhal St para secção transversal circular (adaptado de [5])

Secção transversal	St
 <p>para todos os números de Reynolds, Re</p>	0,18

2.7.3.1 Número de Scruton

O número de Scruton, Sc , é definido através da equação:

$$Sc = \frac{2 \cdot \delta_s \cdot m_{i,e}}{\rho \cdot b^2} \quad (2.39)$$

onde δ_s representa o decremento logarítmico de amortecimento estrutural (definido na Tabela 4), ρ é massa volúmica do ar nas condições de desprendimento de vórtices, $m_{i,e}$ é a massa equivalente por unidade de comprimento para o modo i .

2.7.3.2 Coeficiente de comprimento de correlação efetivo

O coeficiente de comprimento de correlação efetivo, K_w , é calculado pela seguinte equação:

$$K_w = \frac{\sum_{j=1}^n \int_{L_j} |\phi_{i,y}(s)| ds}{\sum_{j=1}^m \int_{l_j} |\phi_{i,y}(s)| ds} \leq 0,6 \quad (2.40)$$

em que $\phi_{i,y}$ representa a configuração do modo de vibração i transversal ao vento, L_j é o comprimento de correlação, l_j é o comprimento da estrutura entre dois nodos (ver Figura 13), n é o número de zonas em que, simultaneamente, ocorre excitação por desprendimento de vórtices (ver Figura 13), m é o número de antinodos da estrutura em vibração na configuração modal considerada $\phi_{i,y}$ (ver Figura 13) e s é a coordenada definida na Tabela 7. O comprimento de correlação efetivo, L_j , pode ser obtido da Tabela 7, em função da amplitude de vibração e deverá estar disposto nas zonas entre nodos da configuração modal, tal como indicado na Figura 13.

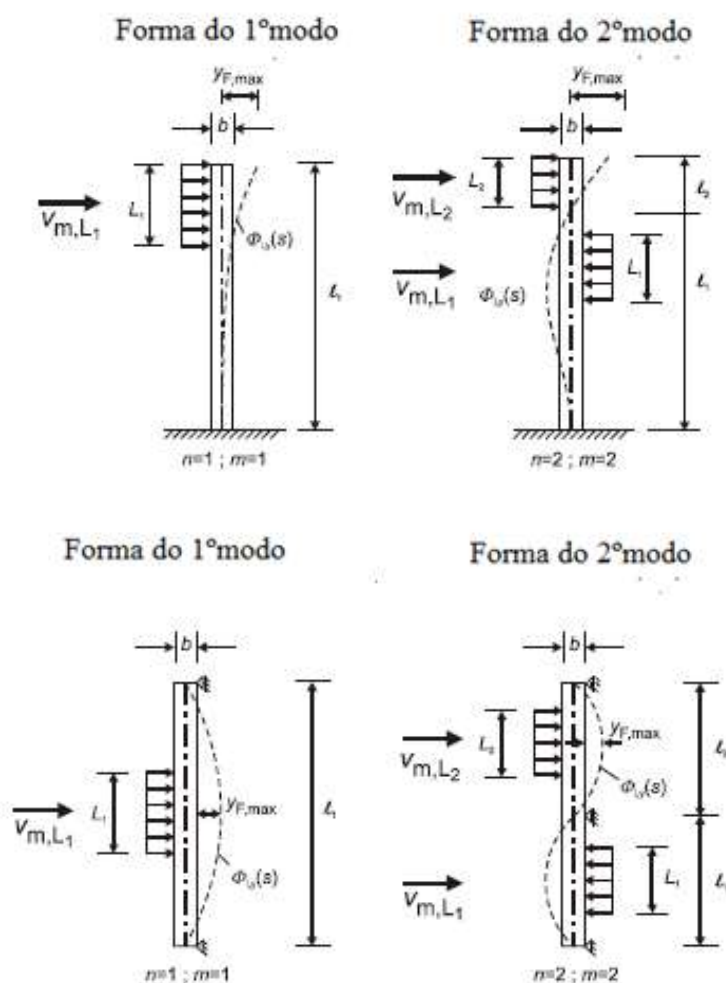


Figura 13 - Exemplo de aplicação do comprimento de correlação L_j (adaptado de [5])

Tabela 7 - Comprimento de correlação efetivo L_j em função da amplitude de vibração $y_F(s_j)$ (adaptado de [5])

$\frac{y_F(s_j)}{b}$	$\frac{L_j}{b}$
<0,1	6
0,1 a 6	$4,8 + 12 \cdot \frac{y_F(s_j)}{b}$
> 0,6	2

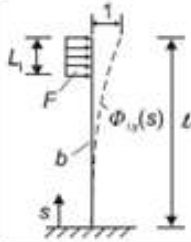
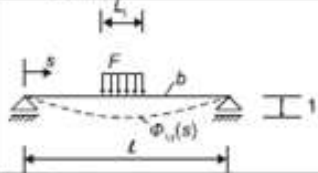
2.7.3.3 Coeficiente de configuração modal

O coeficiente de configuração modal é obtido pela expressão:

$$K = \frac{\sum_{j=1}^m \int_{l_j} |\phi_{i,y}(s)| ds}{4 \cdot \pi \cdot \sum_{j=1}^m \int_{l_j} \phi_{i,y}^2(s) ds} \quad (2.41)$$

No caso de certas estruturas simples em vibração no modo fundamental transversal ao vento, o coeficiente de comprimento de correlação e o coeficiente de configuração modal podem ser fornecidos na Tabela 8.

Tabela 8 - Coeficiente de comprimento de correlação K_w e coeficiente de configuração modal K para certas estruturas simples (adaptado de [5])

Estrutura	Configuração modal $\phi_{i,y}(s)$	K_w	K
	ver F.3 com $\zeta = 2,0$ $n = 1 ; m = 1$	$3 \cdot \frac{L_1/b}{\lambda} \cdot \left[1 - \frac{L_1/b}{\lambda} + \frac{1}{3} \left(\frac{L_1/b}{\lambda} \right)^2 \right]$	0,13
	ver o Quadro F.1 $n = 1 ; m = 1$	$\cos \left[\frac{\pi}{2} \cdot \left(1 - \frac{L_1/b}{\lambda} \right) \right]$	0,10

2.7.3.4 Coeficiente de força lateral

O coeficiente de força lateral c_{lat} , depende da velocidade média do vento no centro do comprimento de correlação efetivo $v_{m,Lj}$ e do valor básico do coeficiente de força lateral $c_{lat,0}$.

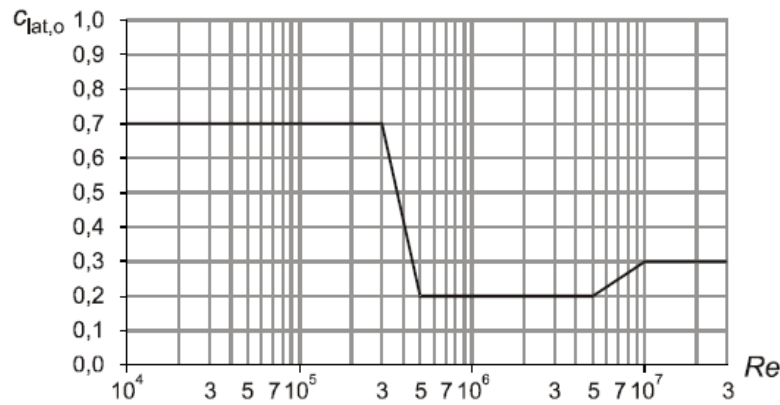


Figura 14 - Valor básico do coeficiente de força lateral, $c_{lat,0}$ em função do número de Reynolds, $Re(v_{crit,i})$, para cilindros de base circular (adaptado de [5])

O valor básico do coeficiente de força lateral, $c_{lat,0}$, é fornecido na Figura 14, em função do número de Reynolds. O coeficiente de força lateral, c_{lat} , é fornecido na Tabela 9.

Tabela 9 - Coeficiente de força lateral, c_{lat} em função do ratio de velocidade crítica do vento, $v_{crit,i}/v_{m,Lj}$ (adaptado de [5])

Relação $v_{crit,i}/v_{m,Lj}$	c_{lat}
$\frac{v_{crit,i}}{v_{m,Lj}} \leq 0,83$	$c_{lat} = c_{lat,0}$
$0,83 \leq \frac{v_{crit,i}}{v_{m,Lj}} < 1,25$	$c_{lat} = \left(3 - 2,4 \cdot \frac{v_{crit,i}}{v_{m,Lj}} \right) \cdot c_{lat,0}$
$1,25 \leq \frac{v_{crit,i}}{v_{m,Lj}}$	$c_{lat} = 0$

O número de Reynolds é obtido pela equação referida em 2.14, substituindo a velocidade de pico do vento $v(z_e)$ pela velocidade crítica do vento $v_{crit,i}$.

2.7.4 Número de ciclos de carregamento

O número de ciclos de carregamento N devido a oscilações provocadas pelo desprendimento de vórtices é obtido da seguinte expressão:

$$N = 2 \cdot T \cdot n_y \cdot \varepsilon_0 \cdot \left(\frac{v_{crit}}{v_0} \right)^2 \cdot e^{-\left(\frac{v_{crit}}{v_0} \right)^2} \quad (2.42)$$

em que n_y é a frequência própria do modo de vibração transversal à ação do vento, v_0 é considerado igual a 20% do valor característico da velocidade média do vento v_m à altura da seção transversal em que se desencadeia o desprendimento de vórtices, T é o tempo de vida expresso em segundos, igual ao produto de $3,2 \times 10^7$ pelo tempo de vida previsto expresso em anos e ε_0 é o fator de largura de banda, que descreve a banda de velocidades do vento em que ocorrem vibrações devidas ao desprendimento de vórtices. O valor de ε_0 é recomendado situar-se entre 0,1 e 0,3. O Eurocódigo define valores para o número de ciclos de carregamento N superiores ou iguais a 10^4 .

3 FADIGA

3.1 INTRODUÇÃO

A fadiga nos materiais é o processo no qual, repetindo uma aplicação de carga, menos do que a necessária para quebrar um componente por uma única aplicação, leva, eventualmente, à falha mecânica desse componente. Existem três fatores determinantes num processo de falha por fadiga: tensão máxima aplicada, amplitude da tensão cíclica e o número de ciclos. Fatores como a agressividade do meio ambiente, variações de temperatura, tensões residuais, acabamento superficial entre outros também influenciam no processo de falha por fadiga.

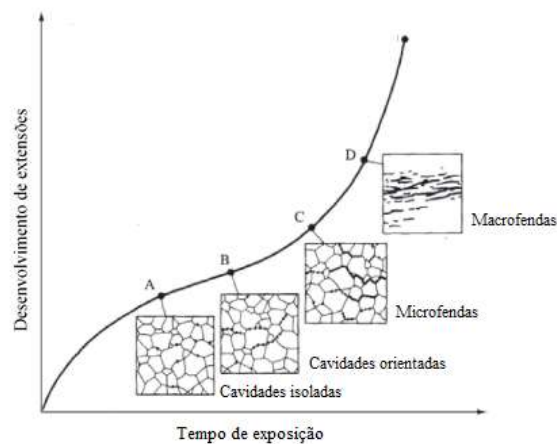


Figura 15 - Desenvolvimento dos danos provocados por fadiga (adaptado de [13])

O mecanismo de fadiga desenvolve-se em quatro fases representadas na Figura 15. Na primeira fase, a fadiga inicia-se evoluindo como pequenas cavidades microscópicas isoladas. Enquanto estas cavidades se vão expandindo, elas vão-se, obrigatoriamente, dispondo entre si. Através destas disposições, surgem espaços devido à alta percentagem de vazios dispostos no mesmo plano. Numa fase mais adiantada, as microfendas que se manifestam vão aumentando devido à inevitável acumulação de tensões na zona e vão-se tornar macrofendas. Quando estas fendas alcançam uma certa grandeza, a rotura ocorre.

3.2 CURVAS DE WÖHLER E CONCEITO DE DANO ACUMULADO

A resistência à fadiga de um determinado elemento estrutural é geralmente definido pelas curvas S-N, ou curvas de Wöhler, que relacionam a amplitude de tensão (S) com o número de ciclos necessário para ocorrer rotura (N). Estas curvas possibilitam pois a determinação do número de ciclos que um determinado elemento resiste, quando submetido a um carregamento cíclico de variações de tensões constantes (ver Figura 16).

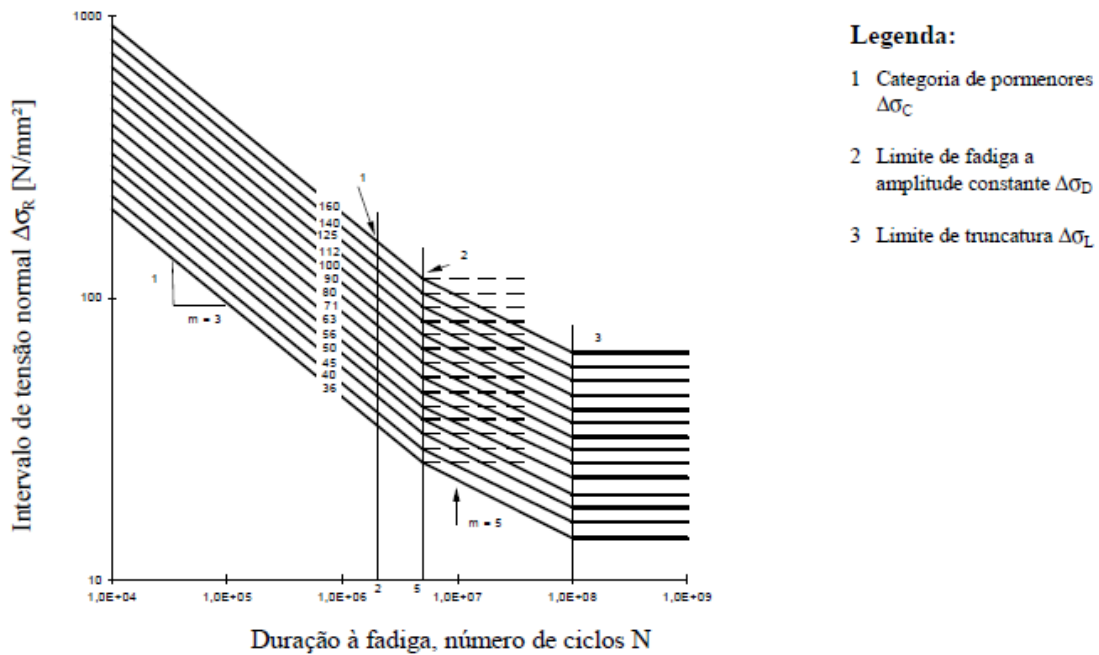


Figura 16 - Curvas de resistência à fadiga para intervalos de tensões normais (adaptado de [6])

Para amplitudes de tensões variáveis pode utilizar-se o conceito de dano acumulado, D, proposto por Miner em 1945 [14] e que pode ser avaliado com base na seguinte equação:

$$D = \sum_{i=1}^k \frac{n_i}{N_i} \quad (3.1)$$

onde n_i é o número de ciclos de uma determinada faixa de variação de tensão $\Delta\sigma$ e N_i é o número de ciclos necessário para ocorrer fratura sob ação de uma variação de tensão constante $\Delta\sigma$ obtido das curvas experimentais S-N. Se o dano acumulado for inferior a 1, não ocorre rotura na peça. Se for superior ou igual a 1 a rotura por fadiga é provável.

Para dar início a uma estudo de fadiga, torna-se necessário identificar, numa primeira fase as seções críticas da estrutura. Duas metodologias têm sido propostas na literatura. Na primeira, calculam-se os intervalos de tensões a que a estrutura vai estar submetida, estimando o número de ciclos para cada intervalo de tensões. De seguida, recorrendo às curvas S-N, calcula-se o dano acumulado de acordo com a equação 3.1, verificando-se se não excede a unidade.

A segunda metodologia consiste em determinar um intervalo de tensões equivalente e constante a que estrutura estará sujeita. Este valor pode ser comparado diretamente com as curvas S-N para estimar o número de ciclos resistente e consequentemente a vida útil da estrutura.

A presente dissertação centra-se na segunda metodologia, dado que as ações são todas definidas pelas normas EN 1991-1-4 e EN-1993-3-1, sendo estas consideradas como intervalos constantes.

Na Figura 17 apresentam-se curvas de resistência à fadiga relativas a tensões normais no aço em dupla escala logarítmica. Cada curva corresponde a uma categoria de pormenor construtivo, sendo identificada por um número que corresponde ao valor de referência da resistência à fadiga (amplitude do intervalo de variação de tensão $\Delta\sigma_C$) para 2 milhões de ciclos. Estas curvas são definidas por 3 troços com inclinações distintas:

- Para $N \leq 5 \times 10^6$:

$$\Delta\sigma_R^m N_R = \Delta\sigma_C^m 2 \times 10^6, \quad m = 3 \quad (3.2)$$

- Para $5 \times 10^6 \leq N \leq 10^8$:

$$\Delta\sigma_R^m N_R = \Delta\sigma_D^m 5 \times 10^6, \quad m = 5 \quad (3.3)$$

$$\Delta\sigma_D = \left(\frac{2}{5}\right)^{\frac{1}{3}} \Delta\sigma_C \quad (3.4)$$

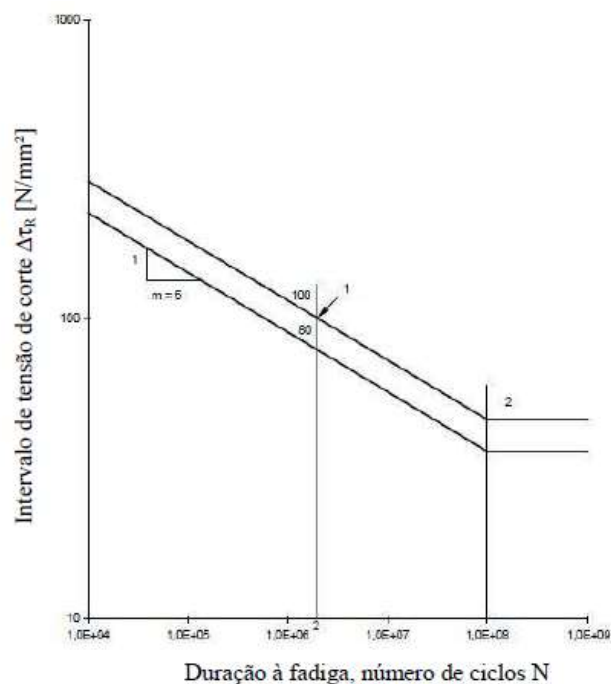
- Para $N \geq 10^8$:

$$\Delta\sigma_L = \left(\frac{5}{100}\right)^{\frac{1}{5}} \Delta\sigma_D \quad (3.5)$$

em que $\Delta\sigma_R$ é a amplitude do intervalo de tensão normal resistente e N_R é o correspondente número de ciclos considerando $\Delta\sigma_R$ constante. $\Delta\sigma_D$ é o limite de fadiga sob amplitude constante correspondente a 5 milhões de ciclos, ou seja, é o valor limite do intervalo de tensões abaixo do qual não ocorrerá dano. $\Delta\sigma_L$ representa o limite de truncatura, portanto o limite abaixo do qual

os intervalos de tensões não contribuem para o dano acumulado. O ponto que intersesta a curva de resistência à fadiga com o eixo das ordenadas corresponde a 10^4 ciclos, o qual é igual ao menor número de ciclos resistente. Para que o número de ciclos resistentes seja inferior a 10^4 é necessário que as amplitudes de tensão instaladas sejam superiores à tensão de cedência do material, ficando este sujeito a deformações plásticas. Tal aspeto não é considerado nas curvas S-N, visto que estas curvas apenas se aplicam quando o carregamento em causa gera tensões elásticas no material.

Vários pormenores estruturais estão também sujeitos a tensões de corte. A Figura 17 representa curvas de Wöhler para tensões tangenciais que, como se pode verificar, apresentam um aspeto diferente em relação às curvas para tensões normais.



Legenda:

- 1 Categoria de pormenores $\Delta\tau_c$
- 2 Limite de truncatura $\Delta\tau_L$

Figura 17 - Curvas de resistência à fadiga para intervalos de tensões de corte (adaptado de [6])

O processo para a análise das tensões de corte é similar ao processo efetuado para as tensões normais, encontrando-se unicamente diferenças nos valores dos limites das retas. A curva de Wöhler utilizada para análise das tensões de corte não apresenta o limite de fadiga a amplitude constante para 5 milhões de ciclos, sendo composta apenas por 2 troços:

- Para $N \leq 10^8$:

$$\Delta\tau_R^m N_R = \Delta\tau_C^m 2 \times 10^6, m = 5 \quad (3.6)$$

- Para $N \geq 10^8$:

$$\Delta\tau_L = \left(\frac{2}{100}\right)^{\frac{1}{5}} \times \Delta\tau_C \quad (3.7)$$

em que $\Delta\tau_C$ é o valor de referência da resistência à fadiga para 2 milhões de ciclos e $\Delta\tau_L$ é o limite de truncatura.

3.3 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

Os Eurocódigos estabelecem métodos para avaliar a resistência à fadiga de elementos e ligações sujeitos a ações cíclicas. No que diz respeito à quantificação das ações a norma EN 1993-1-9 indica um coeficiente de majoração das ações γ_{Ff} unitário. Relativamente ao coeficiente de minoração das propriedades resistentes dos materiais γ_{Mf} podem utilizar-se diferentes valores em função da metodologia de verificação da segurança (controlo do dano ou do tempo de vida útil) e das consequências da rotura, conforme se apresenta na Tabela 10. O método do dano controlado obriga a uma inspeção regular da estrutura permitindo por isso coeficientes parciais de resistência à fadiga mais baixos.

Tabela 10 - Valores recomendados para o coeficiente parcial de resistência à fadiga (adaptado de [6])

Métodos de verificação	Consequências da rotura	
	Pouco importantes	Importantes
Dano controlado	1,00	1,15
Tempo de vida garantido	1,15	1,35

Como já foi dito anteriormente, o estudo de uma estrutura à fadiga inicia-se pela identificação das secções críticas. De seguida, calculam-se as ações cíclicas a que estrutura vai estar sujeita durante a sua vida útil e após uma análise estrutural estimam-se as respetivas variações de tensões. No caso da ação do vento, o processo de cálculo para definir as respetivas cargas, incluindo número de ciclos, foi explicado no Capítulo 2.

A norma EN 1993-1-9 preconiza que os intervalos de tensões devidos às cargas frequentes, $\psi_1 Q_k$, devem verificar as condições impostas em 3.8 e 3.9.






$$\Delta\sigma \leq 1,5 \times f_y \quad (3.8)$$

$$\Delta\tau \leq \frac{1,5 \times f_y}{\sqrt{3}} \quad (3.9)$$





O enquadramento da resistência à fadiga de acordo com a EN 1993-1-9 pode ser feito através da Tabela 11. Esta tabela fornece um excerto parcial dos quadros presente nas normas, relativos às categorias de pormenor que representam os intervalos de tensões normais ($\Delta\sigma_c$) e/ou os intervalos de tensões de corte ($\Delta\tau_c$) que os pormenores de estudo conseguem suportar quando sujeitos a 2 milhões de ciclos.

Tabela 11 - Excerto parcial dos quadros relativos às categorias de pormenor dados pela norma EN 1993-1-9 (adaptado de [6])

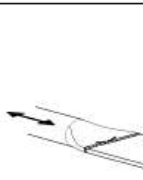
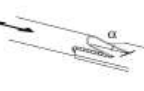
Elementos não soldados e uniões com ligações mecânicas

Categoria do pormenor	Pormenor construtivo	Descrição	Requisitos	Situação
160	<p>NOTA: A curva de resistência à fadiga associada à categoria 160 é a mais elevada. Nenhum pormenor pode atingir uma melhor resistência à fadiga seja qual for o número de ciclos.</p>   	<p><u>Produtos laminados ou extrudados:</u></p> <p>1) Chapas e barras com bordos laminados. 2) Perfis laminados com bordos laminados. 3) Secções tubulares sem costura, rectangulares ou circulares.</p>	<p><u>Pormenores 1) a 3):</u></p> <p>Arestas vivas, imperfeições superficiais e de laminagem melhoradas por rectificação até à sua eliminação e obtenção de uma transição suave.</p>	A
140		<p><u>Chapas cortadas mecanicamente ou por processo autogéneo:</u></p> <p>4) Corte autogéneo ou mecânico com rectificação posterior. 5) Corte autogéneo automático, com linhas de fusão pouco profundas e regulares ou corte autogéneo manual, com posterior eliminação de qualquer defeito de bordo. Qualidade do corte autogéneo automático de acordo com a EN 1090.</p>	<p>4) Eliminação de todos os sinais visíveis de defeitos nos bordos. Zonas de corte são maquinadas ou rectificadas e todas as rebarbas eliminadas. Todas as estrias resultantes, por exemplo, de operações de rectificação, apenas podem ser paralelas às tensões.</p> <p><u>Pormenores 4) e 5):</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - Os cantos reentrantes são melhorados por meio de rectificação (inclinação $\leq 1/4$) ou a verificação é feita utilizando os factores de concentração de tensões adequados. - Não existem reparações por preenchimento da soldadura. 	B
125				C

Acessórios e reforços soldados

Categoria do pormenor	Pormenor construtivo	Descrição	Requisitos	Situação
80	 	<p><u>Acessórios longitudinais:</u></p> <p>1) A categoria dos pormenores varia com o comprimento do acessório, L.</p>	<p>Espessura do acessório inferior à sua altura. Caso contrário, ver o Quadro 8.5, pormenores 5) ou 6).</p>	D
71				E
63				F
56				G
71	 	2) Acessório longitudinal sobre uma chapa ou um tubo.		H

Secções tubulares ($t \leq 12,5$ mm)

Categoria do pormenor	Pormenor construtivo	Descrição	Requisitos	Situação
71		1) Ligação tubo-chapa, tubos achatados, soldadura de topo (chanfro em X).	1) $\Delta\sigma$ calculado no tubo. Válido apenas para tubos de diâmetro inferior a 200 mm.	I
71		2) Ligação tubo-chapa, tubo com entalhe e soldado à chapa. Furos na extremidade do entalhe.	2) $\Delta\sigma$ calculado no tubo. A fissuração por corte na soldadura deverá ser verificada utilizando o Quadro 8.5, pormenor 8).	J
63				L

A norma EN 1993-3-1 descreve o número de carregamentos para o caso em que a estrutura está sujeita a vibrações segundo a direção do escoamento, e a norma EN 1991-1-4 incide sobre os casos em que se dão desprendimento de vórtices.

3.3.1 Vibrações na direção do escoamento

Conforme se referiu na secção 2.5, de acordo com a norma EN 1993-3-1, o intervalo de tensões aproximado, $\Delta\sigma_{si}$, a que estrutura vai estar sujeita devido a vibrações na direção do escoamento do vento é 1,1 vezes a diferença entre a tensão decorrente dessa ação, incorporando o fator de resposta de rajada G e a tensão decorrente da velocidade média do vento $v_{med,1}(z)$ associada a um período de retorno de 1 ano (equação 3.10).

$$\Delta\sigma_{si} = 1,1|\sigma_{med,1} - G\sigma_{med,1}| \quad (3.10)$$

Torna-se então necessário definir o intervalo de tensões equivalentes para um número de 2 milhões de ciclos ($\Delta\sigma_{E2}$), que, de acordo com a EN 1993-3-1, é dado pela expressão:

$$\Delta\sigma_{E2} = \lambda\Delta\sigma_E \quad (3.11)$$

onde $\Delta\sigma_E$ é equivalente a $\Delta\sigma_{si}$ mas englobando fatores de concentração de tensões (quando aplicável), e λ_i é o fator de conversão do número de ciclos de N_i para 2×10^6 , determinado de acordo com (3.12).

$$\lambda_i = \left(\frac{N_i}{2 \times 10^6} \right)^{\frac{1}{m}} \quad (3.12)$$

onde m é a inclinação da curva S-N aplicável. Pelo facto de se assumir uma variação de tensões equivalente e constante, a verificação da segurança à fadiga faz-se através da comparação direta com os valores de referência da resistência à fadiga, considerando somente coeficientes parciais de segurança para as ações e resistências, conforme apresentado nas equações (3.13) e (3.14):

$$\frac{\gamma_{Ff}\Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_C/\gamma_{Mf}} \leq 1 \quad (3.13)$$

$$\frac{\gamma_{Ff} \Delta \sigma_{E,2}}{\Delta \tau_c / \gamma_{Mf}} \leq 1 \quad (3.14)$$

3.3.2 Vibrações devido ao desprendimento de vórtices

Uma vez calculada a ação devida ao desprendimento de vórtices definido na secção 2.7, a força a atuar na estrutura definida pela expressão (2.37) e o número de ciclos através da expressão (2.42), é então possível determinar a zona onde as variações de tensões são máximas, bem como o intervalo de tensões normais $\Delta \sigma$ e o intervalo de tensões de corte $\Delta \tau$, através de uma análise elástica. Definido o local em questão e conhecendo o tipo de pormenor construtivo a analisar, é então possível determinar a classe do pormenor e, recorrendo às expressões (3.11) a (3.14), é possível verificar a segurança à fadiga.

4 CASO DE ESTUDO

4.1 COLUNA DE ILUMINAÇÃO

O primeiro caso de estudo a ser analisado consiste numa coluna de iluminação de geometria tronco-cónica, com 12 metros de altura com diâmetro variável entre 205mm na base e 60mm no topo e espessura de 2mm. Considera-se ainda uma abertura da coluna destinada a operações de serviço com dimensões de 150x200mm localizada a 0.44m do solo e com chapa de aro soldada em todo o contorno da abertura por forma a permitir a instalação de uma portinhola de controlo de acessos. O material usado na respetiva coluna é constituído por uma chapa de aço laminada a quente da classe S275. A iluminação é constituída por uma luminária colocada no topo da coluna com um peso de 10kg, sendo a sua forma semi-esférica.

Relativamente ao dimensionamento da luminária do poste de iluminação, os detalhes impostos encontram-se definidos na norma europeia EN-40. É sabido que nesta norma, as exigências necessárias são cumpridas e que as estruturas conseguem suportar ventos que atingem velocidades entre 160 e 180 km/h. No entanto, esta não apresenta nenhuma referência em relação a problemas de fadiga causados pelas vibrações. Devido a esse facto, a verificação da segurança à fadiga da coluna vai ser realizada segundo a metodologia apresentada nos Capítulos 2 e 3.

4.1.1 Modelo numérico

De modo a conhecer a variação de tensões a que a estrutura está submetida durante o seu tempo de vida útil para efeitos de fadiga, é necessário efetuar uma análise elástica linear da estrutura sujeita à ação do vento. O software utilizado foi o SAP2000. Definiu-se um modelo de casca onde as propriedades da seção são definidas como seções de área do tipo “Thin Shell” de espessura de membrana e de flexão com valores de 2mm (ver Figura 18 e Figura 19). A geração da malha foi efetuada de forma iterativa até se atingir uma convergência de resultados em termos de tensões. Cada secção transversal foi dividida em 72 elementos com um comprimento na direção longitudinal da coluna de 4cm.



Figura 18 – Modelo numérico da coluna de iluminação

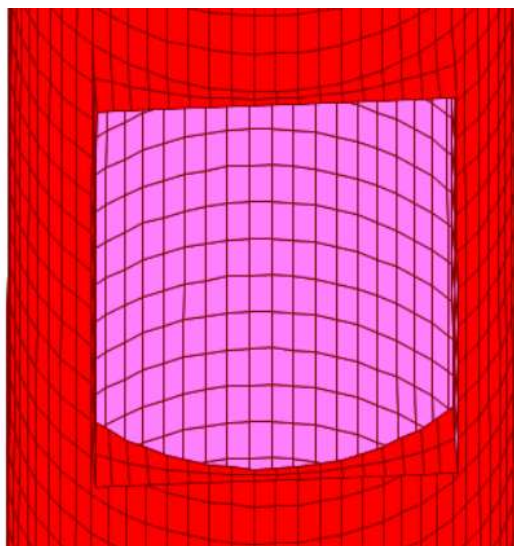


Figura 19 - Pormenor da abertura

4.1.2 Características dinâmicas

Na Figura 20 e na Tabela 12 apresentam-se as características dinâmicas da coluna de iluminação, em particular os primeiros 5 modos de vibração e respetivas frequências e períodos calculadas pelo software SAP2000. De referir que se considerou como a direção perpendicular à abertura a direção x, portanto associada à frequência e modo fundamental.

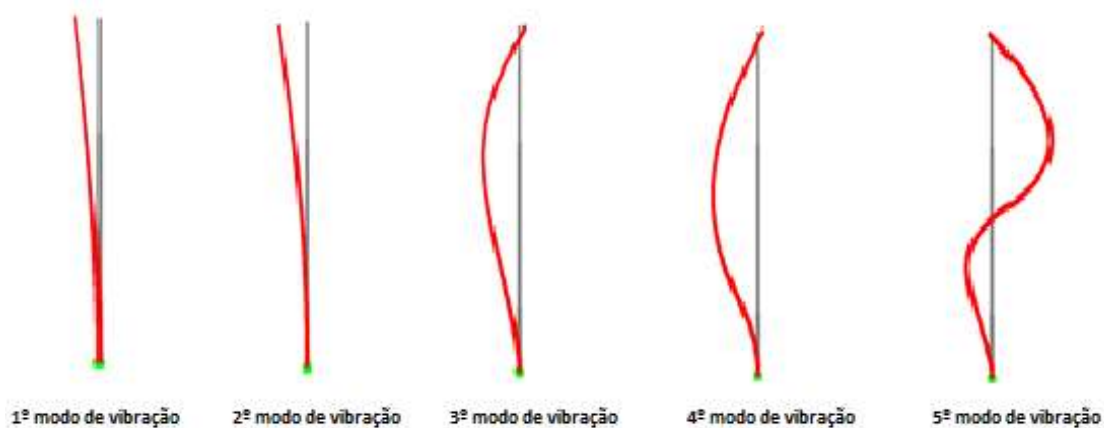


Figura 20 - Configurações modais dos 5 modos de vibração

Tabela 12 - Frequências naturais de vibração da coluna

Modo	Frequência (Hz)	Período (s)	Direção
1	0,48304	2,07023	X
2	0,49755	2,00984	Y
3	4,24975	0,80016	X
4	4,45591	0,22442	Y
5	12,41715	0,08053	X

4.1.3 Ação do vento sobre a coluna

4.1.3.1 Vibração na direção do escoamento

São apresentados em seguida os cálculos efetuados para determinar as forças e pressões do vento na direção do escoamento, organizados em tabelas. Na Tabela 13 resumem-se os cálculos relativos à velocidade do vento.

Tabela 13 - Caracterização da ação do vento na direção do escoamento

Símbolo	Cálculo	Valor	Unidade	Fonte
V_{bo}	-	27	m/s	-
C_{dir}	-	1	-	-
C_{season}	-	1	-	-
ρ_{ar}	-	1,25	kg/m ³	-
v_b	$1 \cdot 27 \cdot 1$	27	m/s	Equação 2.1
$n_{1,x}$	-	0,483	Hz	Modelado
Cat. Terreno	-	II	-	Tabela 1
$z_0(m)$	-	0,05	m	Tabela 1
$z_{min}(m)$	-	3	m	Tabela 1
z_s		7,2	-	Figura 8
k_r	$0,19 \cdot \left(\frac{0,05}{0,05}\right)^{0,07}$	0,19	-	Equação 2.4
$c_t(z_s)$	$0,19 \cdot \ln\left(\frac{7,2}{0,05}\right)$	0,944	-	Equação 2.3
$c_o(z_s)$	-	1	-	-
$v_m(z_s)$	$0,944 \cdot 1,0 \cdot 27$	25,5	m/s	Equação 2.2
$v_{med,1}(50)$	-	5,5	m/s	Figura 3

Na Tabela 14 resumem-se os cálculos com vista à obtenção do coeficiente de exposição $c_e(z)$.

Tabela 14 - Coeficiente de exposição $c_e(z)$

Símbolo	Cálculo	Valor	Unidade	Fonte
k_1	-	1	-	-
σ_v	$0,19 \cdot 27 \cdot 1$	5,1	m/s	Equação 2.6
$I_v(z_s)$	$\frac{5,1}{5,1 \cdot \ln\left(\frac{7,2}{0,05}\right)}$	0,2012	-	Equação 2.5
q_b	$\frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 27^2$	455,625	Pa	Equação 2.9
q_p	$[1 + 7 \cdot 0,2012] \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 25,5^2$	978,46	Pa	Equação 2.7
$C_e(z)$	$\frac{978,46}{455,625}$	2,15	-	Equação 2.8

Os cálculos seguintes referem-se à determinação do coeficiente de resposta quase-estática (ver Tabela 15), do coeficiente de resposta em ressonância (ver Tabela 16) e do fator de pico (ver Tabela 17). Na Tabela 18 apresenta-se o cálculo do coeficiente estrutural.

Tabela 15 - Cálculo do coeficiente de resposta quase-estática (B^2)

Símbolo	Cálculo	Valor	Unidade	Fonte
α	$0,67 + 0,05 \cdot \ln(0,05)$	0,520	-	-
$L(z_s)$	$300 \cdot \left(\frac{7,2}{200}\right)^{0,520}$	53	m	Equação 2.21
b	-	0,205	m	Figura 19
h	-	12	m	Tabela 12
B^2	$\frac{1}{1 + 0,9 \cdot \left(\frac{0,205 + 12}{53}\right)^{0,63}}$	0,738	-	Equação 2.20

Tabela 16 - Cálculo do coeficiente de resposta em ressonância (R^2)

Símbolo	Cálculo	Valor	Unidade	Fonte
$f_L(z,n)$	$\frac{0,483 \cdot 53}{25,5}$	1,01	-	Equação 2.24
$S_L(z,n)$	$\frac{6,8 \cdot 1,01}{(1 + 10,2 \cdot 1,01)^{5/3}}$	0,121	-	Equação 2.23
η_h	$\frac{4,6 \cdot 12}{53} \cdot 1,01$	1,05	-	Equação 2.26
η_b	$\frac{4,6 \cdot 0,205}{53} \cdot 1,01$	0,018	-	Equação 2.27
R_h	$\frac{1}{1,05} - \frac{1}{2 \cdot 1,05^2} \cdot (1 - e^{-2 \cdot 1,05})$	0,556	-	Equação 2.26
R_b	$\frac{1}{0,018} - \frac{1}{2 \cdot 0,018^2} \cdot (1 - e^{-2 \cdot 0,018})$	0,988	-	Equação 2.27
$\delta_s(m)$	-	0,012	-	Tabela 4
$v(z_e)$	$\sqrt{\frac{2 \cdot 978,46}{1,25}}$	39,57	m/s	Equação 2.15
Re	$\frac{0,205 \cdot 39,57}{15 \times 10^{-6}}$	$5,4 \times 10^5$	-	Equação 2.14
k	-	0,00002	m	Tabela 2
k/b	$\frac{0,00002}{0,205}$	0,000098	-	-
$c_{f,0}$	$1,2 + \frac{0,18 \cdot \log(10 \cdot k/b)}{1 + 0,4 \cdot \log(Re/10^6)}$	0,593	-	Figura 5
λ	-	70	-	Tabela 3
ψ	-	1	-	Equação 2.16
ψ_λ	-	0,92		Figura 7
c_f	$0,593 \cdot 0,92$	0,55	m/s	Equação 2.13
$m(s)$	$\begin{cases} -0,447 \cdot s + 7,5279, & 0 \leq s < 12 \\ 12,164, & s = 12 \end{cases}$	-	kg	Anexo A1

$\varphi_l(s)$	$-0,00001 \cdot s^4 + 0,0004 \cdot s^3 + 0,0026 \cdot s^2 + 0,0103 \cdot s - 0,0022$	-	m	Anexo A1
m_e	$\frac{\int_0^{12} (-0,447 \cdot s + 7,5279) \cdot (\phi_l^2(s)) + 12,164}{\int_0^{12} (\phi_l^2(s)) + 1^2}$	5,90	kg/m	Equação 2.30
$\delta_a(m)$	$\frac{0,55 \cdot 1,25 \cdot 0,205 \cdot 25,5}{2 \cdot 0,483 \cdot 5,90}$	0,625	-	Equação 2.29
$\delta_d(m)$	-	0	-	-
δ	-	0,637	-	Equação 2.28
R^2	$\frac{\pi^2}{2 \cdot 0,637} \cdot 0,121 \cdot 0,556 \cdot 0,988$	0,513	-	Equação 2.25

Tabela 17 - Cálculo do fator de pico k_p

Símbolo	Cálculo	Valor	Unidade	Fonte
T	-	600	s	-
v	$0,483 \cdot \sqrt{\frac{0,513}{0,513 + 0,738}}$	0,31	Hz	Equação 2.19
K_p	$\sqrt{2 \cdot \ln(0,31 \cdot 600)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(0,31 \cdot 600)}}$	3,42	-	Equação 2.18

Tabela 18 - Cálculo do coeficiente estrutural $c_s c_d$

Símbolo	Cálculo	Valor	Unidade	Fonte
I_v	$\frac{5,1}{5,1 \cdot \ln\left(\frac{12}{0,05}\right)}$	0,2012	-	Equação 2.5
z_s	$0,6 \cdot 12$	7,2	m	Figura 8
B^2	$\frac{1}{1 + 0,9 \cdot \left(\frac{0,205 + 12}{53}\right)^{0,63}}$	0,738	-	Equação 2.20
R^2	$\frac{\pi^2}{2 \cdot 0,637} \cdot 0,121 \cdot 0,556 \cdot 0,988$	0,513	-	Equação 2.25
k_p	$\sqrt{2 \cdot \ln(0,31 \cdot 600)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(0,31 \cdot 600)}}$	3,42	-	Equação 2.18
$c_s c_d$	$\frac{1 + 2 \cdot 3,42 \cdot 0,2012 \cdot \sqrt{0,738 + 0,513}}{1 + 7 \times 0,2012}$	1,054	-	Equação 2.17

Finalmente, com todos os fatores e coeficientes calculados, é possível definir a força do vento sobre a coluna de iluminação de acordo com a equação 2.29, conforme se apresenta na Tabela 19.

Tabela 19 - Cálculo das forças e pressões do vento na coluna de iluminação

H (m)	b(m)	$v_{méd,1}$ (Z)	F_{we} (N/m ²)	F_w (KN/m)
12	0,066	4,13	6,14	0,00041
11	0,078	4,06	5,93	0,00046
10	0,090	3,99	5,71	0,00052
9	0,102	3,90	5,47	0,00056
8	0,114	3,81	5,22	0,00060
7	0,126	3,71	4,95	0,00063
6	0,139	3,60	4,65	0,00064
5	0,151	3,47	4,33	0,00065
4	0,163	3,32	3,96	0,00064
3	0,175	3,13	3,53	0,00062
2	0,187	2,89	2,99	0,00056
1	0,199	2,52	2,27	0,00045

De acordo com a equação 2.33 o fator de resposta em rajada resulta igual a:

$$G = 2,15 \times 1,054 - 1 = 1,263$$

A força do vento na luminária é determinada de acordo com a equação 2.31 resultando em:

$$F_l = A_l \cdot c \cdot q(z) = 0,2 \cdot 1,2 \cdot [1 + 7 \cdot 0,2012] \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 5,5^2 \cdot 1000 = 11 \text{ N}$$

4.1.3.2 Libertação de vórtices

Considerando que a libertação de vórtices ocorre quando a velocidade do vento se aproxima da velocidade crítica, e que esta última depende da frequência de vibração da estrutura na direção transversal, analisam-se nesta secção os dois primeiros modos de vibração transversal.

4.1.3.2.1 1º Modo de vibração transversal

Na Tabela 20 apresentam-se os cálculos relativos à caracterização da ação de vento tendo em vista a libertação de vórtices e o primeiro modo de vibração transversal da estrutura.

Tabela 20 - Caracterização da ação do vento para o primeiro modo de vibração transversal

Símbolo	Cálculo	Valor	Unidade	Fonte
V_{bo}	-	27	m/s	-
C_{alt}	-	1	-	-
ρ_{ar}	-	1,25	kg/m ³	-
V_b	$27 \cdot 1$	27	m/s	Equação 2.1
$n_{1,y}$	-	0,483	Hz	Modelado
b	-	0,205	m	Figura 19
St	-	0,18	-	Tabela 12
k_r	$0,19 \cdot \left(\frac{0,05}{0,05}\right)^{0,07}$	0,19	-	Equação 2.4
$c_r(12)$	$0,19 \cdot \ln\left(\frac{12}{0,05}\right)$	1,04	-	Equação 2.3
$1,25 \cdot v_m(12)$	$1,25 \cdot 1,04 \cdot 1,0 \cdot 27$	35,14	m/s	Equação 2.36
$V_{crit,2}$	$\frac{0,205 \cdot 0,483}{0,18}$	$0,550 \leq 35,14$	m/s	Equação 2.35

Na Tabela 21 apresentam-se os cálculos relativos à determinação do coeficiente de força lateral. É de referir que o comprimento de correlação efetivo, que depende da amplitude de vibração (ver Tabela 7), foi determinado de forma iterativa até se obter convergência dos resultados.

Tabela 21 - Determinação do coeficiente de força lateral c_{lat}

Símbolo	Cálculo	Valor	Unidade	Fonte
l_1	-	12	m	Anexo B1
Re	$\frac{0,205 \cdot 0,550}{15 \times 10^{-6}}$	7516,67	-	-
$c_{lat,0}$	-	0,7	-	Figura 14
$\frac{y_F(s_1)}{b}$	-	$0,1 < \frac{y_F(s_1)}{b} < 0,6$	-	Tabela 7
$\frac{L_1}{b}$	-	11,4	-	Tabela 7
L_1	$11,4 \cdot 0,205$	2,33	-	-
$c_r(12)$	$0,19 \cdot \ln\left(\frac{12}{0,05}\right)$	1,04	-	Equação 2.3
$v_{m,L1}$	$1,04 \cdot 1,0 \cdot 27$	28,1	m/s	Equação 2.2
$\frac{v_{crit,1}}{v_{m,L1}}$	$\frac{0,550}{28,1}$	$0,0195 \leq 0,83$	-	Tabela 9
c_{lat}	-	0,7	-	Tabela 9

Na Tabela 22 apresentam-se os cálculos relativos ao coeficiente de correlação efetivo e ao coeficiente de configuração modal.

Tabela 22 - Determinação do coeficiente de correlação efetivo k_w e de configuração modal K

Símbolo	Cálculo	Valor	Unidade	Fonte
l_1	-	12	m	Anexo B1
L_1	$11,4 \cdot 0,205$	2,33	m	-
n	-	1	-	-
m	-	1	-	-
$\phi_{1,y}(s)$	-	-	-	Anexo B1
K_w	-	0,496	-	Equação 2.40
K	-	0,146	-	Equação 2.41

Os cálculos com vista à obtenção do deslocamento máximo são apresentados na Tabela 23.

Tabela 23 - Determinação da amplitude máxima do deslocamento y_{max}

Símbolo	Cálculo	Valor	Unidade	Fonte
$\Phi_{1,y}(s)$	$0,0001 \cdot s^3 + 0,0048 \cdot s^2 + 0,0049 \cdot s - 0,0001$	-	-	Anexo B1
$m(s)$	$\begin{cases} -0,447 \cdot s + 7,5279, & 0 \leq s < 12 \\ 12,164, & s = 12 \end{cases}$	-	kg	Anexo A1
$m_{1,e}$	$\frac{\int_0^{12} (-0,447 \cdot s + 7,5279) \cdot (\phi_{1,y}^2(s)) + 12,164}{\int_0^{12} (\phi_{1,y}^2(s)) + 1^2}$	6,105	kg/m	Equação 2.30
δ_s	-	0,012	-	Tabela 4
Sc	$\frac{2 \cdot 0,012 \cdot 6,105}{1,25 \cdot 0,205^2}$	2,79	-	Equação 2.39
y_{max}	$\frac{1}{0,18^2} \cdot \frac{1}{2,79} \cdot 0,496 \cdot 0,146 \cdot 0,7 \cdot 0,205$	0,112	m	Equação 2.38

Finalmente nas Tabelas 24 e 25 resumem-se os cálculos efetuados para obtenção das forças/pressões do vento em função da altura bem como do número de ciclos de carregamento

associados ao desprendimento de vórtices e primeiro modo de vibração transversal da estrutura (ver Anexo C.1.2).

Tabela 24 - Determinação da força de inércia por unidade de comprimento F_w e do número de ciclos de carregamento N

Símbolo	Cálculo	Valor	Unidade	Fonte
$F_w(s)$	$\begin{cases} m(s) \cdot (2 \cdot \pi \cdot 0,483)^2 \cdot (\phi_{1,y}(s)) \cdot 0,112, & 0 \leq s < 12 \\ 12,164 \cdot (2 \cdot \pi \cdot 0,483)^2 \cdot 0,112 \end{cases}$	-	N/m	Equação 2.37
T	$50 \cdot 3,2 \times 10^7$	$1,6 \times 10^9$	s	-
ε_0	-	0,3	-	-
N	$2 \cdot 1,6 \times 10^9 \cdot 0,483 \cdot 0,3 \cdot \left(\frac{0,550}{0,2 \cdot 1,04 \cdot 27}\right)^2 \cdot e^{-\left(\frac{0,550}{0,2 \cdot 1,04 \cdot 27}\right)^2}$	$4,40 \times 10^6$	-	Equação 2.42

Tabela 25 - Cálculo das forças e pressões para o primeiro modo de vibração transversal

h(m)	$F_w(s)$ [N/m]	$F_w(s)/2$ [N/m]	$F_w(s)$ [N]
9,67	1,939	0,969	-
10,84	2,059	1,030	-
12	2,059	1,030	12,545

4.1.3.2.2 2º Modo de vibração transversal

Nas Tabelas 26 a 31 apresentam-se da mesma forma resumida e organizada os cálculos realizados com vista à obtenção das forças e pressões do vento, bem como número de ciclos de carregamentos, devidos ao desprendimento de vórtices associado ao 2º modo de vibração transversal da estrutura (ver Anexo C.1.3).

Tabela 26 - caracterização da ação do vento para o segundo modo de vibração transversal

Símbolo	Cálculo	Valor	Unidade	Fonte
V_{bo}	-	27	m/s	-
C_{alt}	-	1	-	-
ρ_{ar}	-	1,25	kg/m ³	-
v_b	$27 \cdot 1$	27	m/s	Equação 2.1
$n_{3,y}$	-	4,249	Hz	Modelado
b	-	0,205	m	Figura 19
St	-	0,18	-	Tabela 12
k_r	$0,19 \cdot \left(\frac{0,05}{0,05}\right)^{0,07}$	0,19	-	Equação 2.4
$c_r(12)$	$0,19 \cdot \ln\left(\frac{12}{0,05}\right)$	1,04	-	Equação 2.3
$1,25 \cdot v_m(12)$	$1,25 \cdot 1,04 \cdot 1,0 \cdot 27$	35,14	m/s	Equação 2.36
$V_{crit,3}$	$\frac{0,205 \cdot 4,249}{0,18}$	$4,839 \leq 35,14$	m/s	Equação 2.35

Tabela 27 - Determinação do coeficiente de força lateral c_{lat}

Símbolo	Cálculo	Valor	Unidade	Fonte
l_1	-	11,74	m	Anexo B1
l_2	-	0,26	m	Anexo B1
Re_1	$\frac{0,205 \cdot 4,839}{15 \times 10^{-6}}$	$6,6 \times 10^4$	-	-
$c_{lat,0,1}$	-	0,7	-	Figura 14
$\frac{y_F(s_1)}{b}$	$9,0 \cdot 0,205$	$0,1 < \frac{y_F(s_1)}{b} < 0,6$	-	Tabela 7

$\frac{L_1}{b}$	-	9,0	-	Tabela 7
L_1	$9,0 \cdot 0,205$	1,84	-	-
$c_r(12)$	$0,19 \cdot \ln\left(\frac{12}{0,05}\right)$	1,04	-	Equação 2.3
$v_{m,L1}$	$1,04 \cdot 1,0 \cdot 27$	28,1	m/s	Equação 2.2
$\frac{v_{crit,3}}{v_{m,L1}}$	$\frac{4,839}{28,1}$			
$c_{lat,1}$	-	0,7	-	Tabela 9
Re_2	$\frac{0,205 \cdot 4,844}{15 \times 10^{-6}}$	$6,6 \times 10^4$	-	-
$c_{lat,0,2}$	-	0,7	-	Figura 14
$\frac{y_F(s_2)}{b}$	-	$0,1 < \frac{y_F(s_2)}{b} < 0,6$	-	Tabela 7
$\frac{L_2}{b}$	-	12	-	Tabela 7
L_2	$\min\{9,0 \cdot 0,205; 0,26\}$	0,26	-	-
$c_r(12)$	$0,19 \cdot \ln\left(\frac{12}{0,05}\right)$	1,04	-	Equação 2.3
$v_{m,L2}$	$1,04 \cdot 1,0 \cdot 27$	28,1	m/s	Equação 2.2
$\frac{v_{crit,3}}{v_{m,L1}}$	$\frac{4,839}{28,1}$	$0,172 \leq 0,83$	-	Tabela 9
$c_{lat,2}$	-	0,7	-	Tabela 9
c_{lat}	-	0,7	-	Tabela 9

Tabela 28 - Determinação dos coeficientes de correlação efetivo k_w e de configuração modal K

Símbolo	Cálculo	Valor	Unidade	Fonte
l_1	-	11,74	m	Anexo B1
l_2	-	0,26	m	
L_1	$9,0 \cdot 0,205$	1,84	m	-
L_2	$\min\{9,85 \cdot 0,205; 0,26\}$	0,26	m	
n	-	2	-	-
m	-	2	-	-
$\phi_{3,y}(s)$	$0,000002 \cdot s^4 - 0,0044 \cdot s^3 + 0,052 \cdot s^2 - 0,0136 \cdot s + 0,0052$	-	-	Anexo B1
K_w	$\frac{\sum_1^2 \int_{l_j} 0,000002 \cdot s^4 - 0,0044 \cdot s^3 + 0,052 \cdot s^2 - 0,0136 \cdot s + 0,0052 }{\sum_1^2 \int_{l_j} 0,000002 \cdot s^4 - 0,0044 \cdot s^3 + 0,052 \cdot s^2 - 0,0136 \cdot s + 0,0052 }$	0,309	-	Equação 2.40
K	$\frac{\sum_1^2 \int_{l_j} 0,000002 \cdot s^4 - 0,0044 \cdot s^3 + 0,052 \cdot s^2 - 0,0136 \cdot s + 0,0052 }{4 \cdot \pi \cdot \sum_1^2 \int_{l_j} (0,000002 \cdot s^4 - 0,0044 \cdot s^3 + 0,052 \cdot s^2 - 0,0136 \cdot s + 0,0052)^2}$	0,106	-	Equação 2.41

Tabela 29 - Determinação da amplitude máxima do deslocamento y_{max}

Símbolo	Cálculo	Valor	Unidade	Fonte
$\phi_{3,y}(s)$	$0,000002 \cdot s^4 - 0,0044 \cdot s^3 + 0,052 \cdot s^2 - 0,0136 \cdot s + 0,0052$	-	-	Anexo B1
$m(s)$	$\begin{cases} -0,447 \cdot s + 7,5279, & 0 \leq s < 12 \\ 12,164, & s = 12 \end{cases}$	-	kg	Anexo A1
$m_{3,e}$	$\frac{\int_0^{12} (-0,447 \cdot s + 7,5279) \cdot (\phi_{3,y}^2(s)) + 12,164 \cdot 0,33^2}{\int_0^{12} (\phi_{3,y}^2(s)) + 0,33^2}$	4,435	kg/m	Equação 2.30
δ_s	-	0,012	-	Tabela 4
Sc	$\frac{2 \cdot 0,012 \cdot 4,435}{1,25 \cdot 0,205^2}$	2,03	-	Equação 2.39
y_{max}	$\frac{1}{0,18^2} \cdot \frac{1}{2,03} \cdot 0,309 \cdot 0,106 \cdot 0,7 \cdot 0,205$	0,0716	m	Equação 2.38

Tabela 30 - Determinação da força de inércia por unidade de comprimento F_w e do número de ciclos de carregamento N

Símbolo	Cálculo	Valor	Unidade	Fonte
$F_w (s)$	$\begin{cases} m(s) \cdot (2 \cdot \pi \cdot 4,249)^2 \cdot (\phi_{3,y}(s)) \cdot 0,0716, & 0 \leq s < 12 \\ 12,164 \cdot (2 \cdot \pi \cdot 4,249)^2 \cdot (-0,183) \cdot 0,0716 \end{cases}$	-	N/m	Equação 2.37
T	$50 \cdot 3,2 \times 10^7$	$1,6 \times 10^9$	s	-
ε_0	-	0,3	-	-
N	$2 \cdot 1,6 \times 10^9 \cdot 4,249 \cdot 0,3 \cdot \left(\frac{4,839}{0,2 \cdot 1,04 \cdot 27}\right)^2 \cdot e^{-\left(\frac{4,839}{0,2 \cdot 1,04 \cdot 27}\right)^2}$	$1,44 \times 10^9$	-	Equação 2.42

Tabela 31 - Cálculo das forças e pressões para o segundo modo de vibração transversal

Cálculo das forças no poste de 12m, para o segundo modo de vibração transversal			
h(m)	$F_w (s) [N/m]$	$F_w (s) /2 [N/m]$	$F_w (s) [N]$
7,08	213,512	106,756	-
8	197,586	98,793	-
8,92	164,629	82,314	-
11,74	-8,035	-4,018	-
11,87	-16,855	-8,428	-
12	-25,588	-12,794	-144,0

4.1.4 Análise dos resultados obtidos

4.1.4.1 Vibração na direção do escoamento

A análise elástica linear da coluna de iluminação sujeita à ação do vento na direção do escoamento permitiu concluir que a zona de tensões mais elevadas se localiza na vizinhança da abertura e não na secção de encastramento (ver Figura 21).

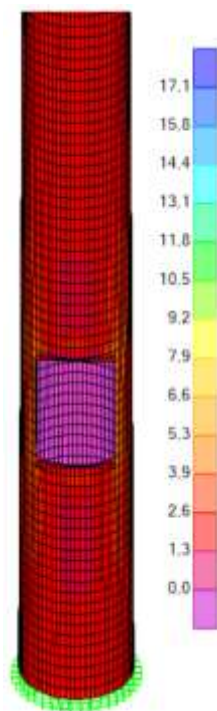


Figura 21 – Tensões principais elásticas na zona da abertura devidas à ação do vento na direção do escoamento (MPa)

A Figura 22 mostra que os cantos da abertura são os locais críticos onde existe concentração de tensões e se obtém os valores mais elevados de 17.06MPa.

De acordo com a norma EN 1993-1-9 e a Tabela 11, definiu-se a coluna de iluminação como um “elemento não soldado e união com ligações mecânicas”, com “chapas cortadas mecanicamente ou por processo autogéneo” a que corresponde a categoria de pormenor 140. A zona da abertura e chapa soldada foi caracterizada como um “acessório e reforço soldado”, sendo a ligação correspondente à situação H, descrita na tabela 11, para a categoria de pormenor 71 com $L > 100\text{ mm}$ e $\alpha < 45^\circ$.

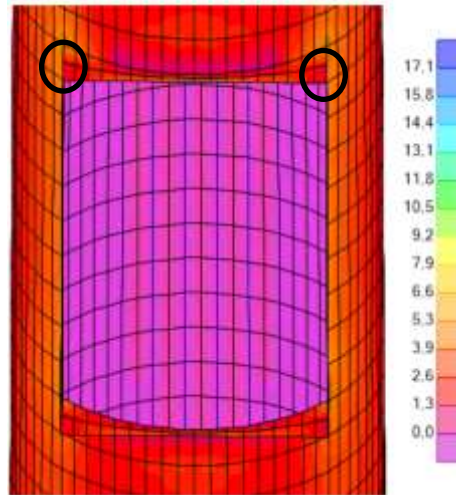


Figura 22 - Concentração de tensões nos cantos da abertura (MPa)

Para iniciar a análise ao estudo da fadiga, é então necessário estabelecer o número de ciclos de carregamento, dado pela equação 2.34, bem como o intervalo de tensões a que a estrutura está submetida, aplicando a expressão 3.10.

$$N = \frac{10^5 \times 50}{50} = 1 \times 10^5$$

$$\Delta\sigma_{si} = 1,1 \cdot |17,06 - 1,263 \cdot 17,06| = 4,935 \text{ MPa}$$

Visto que $1 \times 10^5 < 5 \times 10^6$ é então possível verificar que nos encontramos no primeiro troço das retas de resistência à tensão normal.

Torna-se então necessário converter o número de ciclos real da estrutura em 2 milhões de ciclos, utilizando quer a expressão 3.11, quer a expressão 3.12.

$$\lambda = \left(\frac{1 \times 10^5}{2 \times 10^6} \right)^{\frac{1}{3}} = 0,3684$$

$$\Delta\sigma_{E2} = 0,3684 \cdot 4,935 = 1,818 \text{ MPa}$$

Por outro lado é indispensável verificar se, sob o carregamento de fadiga, o fenómeno vai ocorrer ou não, através da fórmula dada em 3.13. O Eurocódigo estabelece que o coeficiente de majoração das ações γ_{Ff} deve ser de valor unitário e que o coeficiente de minoração das propriedades resistentes dos materiais γ_{Mf} deve ser considerado igual a 1,35 conforme referido em 3.3.

$$\frac{1 \cdot 1,818}{71/1,35} = 0,0345 \ll 1$$

Conclui-se do cálculo anterior que a coluna verifica a segurança à fadiga na zona da abertura. Por outro lado, aplicando as expressões 3.4 e 3.5, é possível calcular o limite de truncatura $\Delta\sigma_L$ e verificar que a variação de tensões não produz qualquer dano acumulado durante o período de vida útil:

$$\Delta\sigma_L = \frac{0,737 \cdot 0,549 \cdot 71}{1,35} = 21,28 \text{ MPa}$$

Verificando-se a seguinte condição $4,935 \text{ MPa} < 21,28 \text{ MPa}$, constata-se que a ligação em estudo não atinge rotura por fadiga em circunstância alguma, sendo que $\Delta\sigma_{si} < \Delta\sigma_L$ e portanto é admissível prever que nenhum dano se apresentará nesta ligação durante o tempo de vida útil da estrutura.

4.1.4.2 Libertação de vórtices

Do mesmo modo que foi feito para o estudo da vibração na direção do escoamento, o mesmo suceder-se-á para o primeiro e segundo modo de vibração transversal do poste em estudo. Após calculadas as ações e aplicadas no modelo de análise (Anexos C.1.2, C.1.3), foram novamente extraídos os mapas de tensões e identificadas as zonas críticas na estrutura, de maneira a verificar o efeito de fadiga no poste.

4.1.4.2.1 Análise do primeiro modo de vibração transversal

Após a aplicação das cargas impostas na tabela 25, chegou-se ao mapa de tensões, obtido na figura 23.

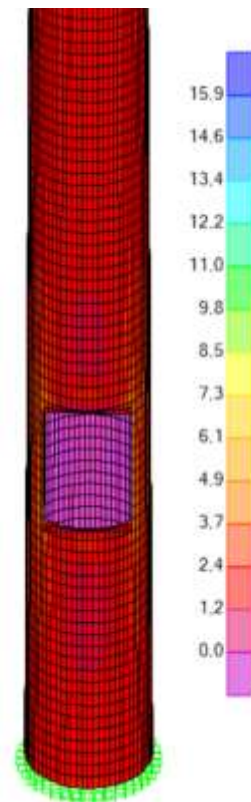


Figura 23 - Tensões estruturais no poste de 12 m (MPa)

Como se pode verificar pelos valores apresentados na figura 24, as tensões máximas estão localizadas novamente na vizinhança dos cantos da abertura.

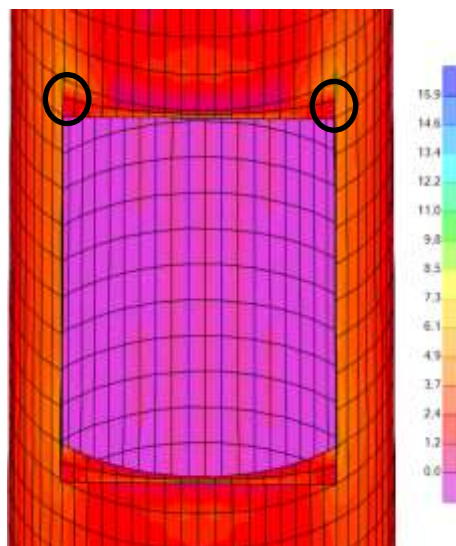


Figura 24 - Tensões estruturais no poste de 12 m (MPa)

Em relação às categorias de pormenor, elas são idênticas às anteriores, uma vez que os locais de concentração de tensões são os mesmos em relação às verificações anteriores. A grande diferença relativamente à análise das vibrações na direção do escoamento reside no método de cálculo do número de repetições do carregamento, evidenciado na expressão 2.42.

A norma EN 1993-1-9 caracteriza a chapa da abertura do poste de iluminação como um “acessório e reforço soldado”, sendo a ligação correspondente à situação H, descrita na tabela 11, para a categoria de pormenor 71 com $L > 100 \text{ mm}$ e $\alpha < 45^\circ$.

$$N = 2 \cdot 1,6 \times 10^9 \cdot 0,483 \cdot 0,3 \cdot \left(\frac{0,550}{0,2 \cdot 1,04 \cdot 27} \right)^2 \cdot e^{-\left(\frac{0,550}{0,2 \cdot 1,04 \cdot 27} \right)^2} = 4,40 \times 10^6$$

$$\Delta\sigma_{si} = 15,861 \text{ MPa}$$

Uma vez que $4,40 \times 10^6 < 5 \times 10^6$ então deparamo-nos no primeiro troço das retas de resistência à tensão normal.

$$\lambda = \left(\frac{4,40 \times 10^6}{2 \times 10^6} \right)^{\frac{1}{3}} = 1,30$$

$$\Delta\sigma_{E2} = 1,30 \cdot 15,861 = 20,629 \text{ MPa}$$

Por outro lado é fundamental verificar se, sob o carregamento de fadiga, o fenómeno vai ocorrer ou não, através da fórmula dada em 3.13. O Eurocódigo estabelece que o coeficiente de majoração das ações γ_{Ff} deve ser de valor unitário e que o coeficiente de minoração das propriedades resistentes dos materiais γ_{Mf} deve ser considerado igual a 1,35 conforme referido em 3.3.

$$\frac{1 \cdot 20,629}{71/1,35} = 0,3922 < 1$$

Por este cálculo, constata-se que o poste de iluminação de 12 m não entra em rotura por fadiga na ligação em estudo devido ao efeito da libertação de vórtices para o primeiro modo de vibração com velocidades do vento semelhantes à velocidade crítica.

$$\Delta\sigma_L = \frac{0,737 \cdot 0,549 \cdot 71}{1,35} = 21,28 \text{ MPa}$$

$$15,861 \text{ MPa} < 21,28 \text{ MPa}$$

Verificando-se a seguinte condição $15,861 \text{ MPa} < 21,28 \text{ MPa}$, comprova-se que a chapa da abertura do poste de iluminação para além de não atingir rotura estrutural, também não provoca quaisquer danos estruturais significativos.

4.1.4.2.2 Análise do segundo modo de vibração transversal

Após a aplicação das cargas impostas na tabela 31, chegou-se ao mapa de tensões, obtido na figura 25.

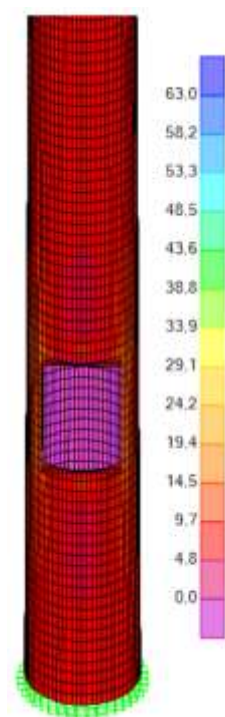


Figura 25 - Tensões estruturais no poste de 12 m (MPa)

Analisando os valores apresentados na figura, conclui-se facilmente que as tensões máximas são mais elevadas nas zonas que envolvem a abertura, conforme indicado na figura 26. É de referir que as tensões analisadas correspondem às tensões nos eixos principais de inércia.

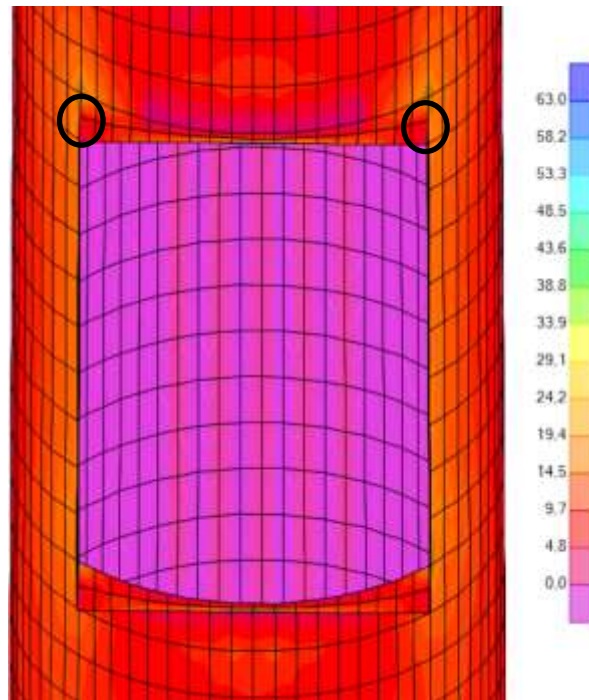


Figura 26 - Pormenor no local de concentração de tensões no poste de 12 m (MPa)

Em relação às categorias de pormenor, elas são idênticas às anteriores, dado que os locais de concentração de tensões são os mesmos em relação às verificações anteriores.

$$N = 2 \cdot 1,6 \times 10^9 \cdot 4,249 \cdot 0,3 \cdot \left(\frac{4,839}{0,2 \cdot 1,04 \cdot 27} \right)^2 \cdot e^{-\left(\frac{4,839}{0,2 \cdot 1,04 \cdot 27} \right)^2} = 1,44 \times 10^9$$

$$\Delta\sigma_{si} = 63,042 \text{ MPa}$$

Uma vez que $N = 1,44 \times 10^9 > 10^8$ então o segmento da curva S-N a considerar é aquele que se encontra à direita do limite de truncatura.

$$\Delta\sigma_L = \frac{0,737 \cdot 0,549 \cdot 71}{1,35} = 21,28 \text{ MPa}$$

Uma vez que o intervalo de tensões para um qualquer número de repetições é bastante superior ao limite de truncatura, isto é, $63,042 \text{ MPa} > 21,28 \text{ MPa}$, não é possível garantir a segurança do poste de iluminação, uma vez que os esforços gerados pela ação provocada pelo desprendimento de vórtices no segundo modo de vibração transversal com velocidades próximas da velocidade crítica podem levar à rotura da estrutura.

Posto isto, torna-se então necessário calcular o número de ciclos resistentes a que a estrutura consegue suportar quando exposta às ações que reproduzem os efeitos ocorridos pela libertação de vórtices para o segundo modo de vibração. Isto pode ser alcançado aplicando as equações dadas em 3.2 e 3.3, consoante o número de ciclos a que a estrutura está sujeita.

A chapa da abertura do poste de iluminação tem um intervalo de tensões com um valor de 63,042 MPa, conseguindo pois resistir ao seguinte número de ciclos:

$$N_R = \frac{\left(\frac{71}{1,35}\right)^3 \cdot 2 \times 10^6}{63,042^3} = 1,16 \times 10^6$$

O tempo associado a o número de ciclos é então obtido, relacionando o número de ciclos resistentes com a frequência de vibração, como:

$$\frac{1,16 \times 10^6}{4,249} = 2,73 \times 10^5 \text{ s} \approx 3,2 \text{ dias}$$

O valor obtido acima é o tempo segundo o qual a estrutura consegue resistir à ação. É possível observar que o intervalo de tempo é bastante baixo, visto que a velocidade do vento que faz com que o desprendimento de vórtices surja para este modo de vibração, de valor 4,839 m/s está muito próxima da velocidade média do vento considerada. Convém no entanto não esquecer que o exemplo apresentado é de natureza teórica com fins exemplificativos e que ao mesmo tempo a metodologia constante nas normas europeias traduz de forma simplificada e conservativa um fenómeno de natureza complexa e estocástica.

4.2 TIRANTE DE UMA PONTE

4.2.1 Descrição da estrutura

O caso de estudo em questão consiste num tirante de um passadiço pedonal, situado em Alcácer do Sal, que faz a ligação entre as margens Norte e Sul do Rio Sado.



Figura 27 - Vista satélite da ponte pedonal (adaptado de [15])

A superestrutura do passadiço é composta por três partes distintas: a plataforma norte, que une a praça Pedro Nunes à ponte pedonal, a ponte pedonal propriamente dita e a plataforma sul que liga a ponte pedonal à margem sul do rio Sado.



Figura 28 - Vista satélite da ponte pedonal (adaptado de [15])

A ponte pedonal é uma estrutura com um vão total de 121 metros. É constituída por cinco vãos, cada um com 27 metros, com exceção do vão mais próximo da plataforma sul, com cerca de 14 metros. O tabuleiro é suportado entre vãos por um par de estacas constituídas por um tubo metálico de espessura de 12,7 milímetros e 0,711 metros de diâmetro exterior, sendo injetado betão no seu interior.

O tabuleiro traduz-se num par de vigas com altura variável, sendo espaçadas 2,5 metros entre si e distando 1,25 metros da diretriz da ponte. As vigas têm maior altura nos locais junto aos maciços de encabeçamento e menor altura a meio vão, variando entre 400 e 800 milímetros. As vigas são contraventadas quer por um sistema de vigas diagonais quer por um sistema de vigas transversais.

Na extremidade de cada maciço existe um montante de onde partem 4 tirantes, unindo os terços do vão ao mesmo. Os tirantes possuem um comprimento de cerca de 15,5 metros e são

constituídos por tubos com diâmetro exterior de 0,113 metros e espessura de 3,6 milímetros. Na sua generalidade são formados pela junção de 2 ou 3 troços de comprimento semelhante unidos por meio de soldadura de topo, conforme se observa na Figura 30.

Os tirantes estão unidos à estrutura por meio de dois tipos de ligações. A primeira ligação é implementada com base num sistema de cavilha, estando a extremidade do tirante presa a duas placas soldadas do poste. A segunda ligação feita ao tabuleiro da ponte ocorre por meio de um sistema de tensionamento, surgindo como obstáculo entre o tirante e a viga transversal de terço de vão (ver Figura 30).

De acordo com a tese elaborada por Ricardo Gonçalves [16], constatou-se que os tirantes são extremamente flexíveis, e que, sob a ação do vento e de sobrecargas no tabuleiro, produzem vibrações significativas que se propagam ao resto da estrutura resultando em acelerações que excedem os limites regulamentares. Face ao exposto, e tendo em conta que os referidos tirantes possuem entre 2 a 3 emendas unidas com soldaduras de topo, situação que se considerou pouco corrente face à importância dos elementos estruturais em questão, resolveu averiguar-se a segurança dos mesmos a fenómenos de fadiga provocados pela ação do vento.



Figura 29 - Pormenor da soldadura dos tubos que produzem os tirantes (adaptado de [17])



Figura 30 - Sistema de tensionamento dos tirantes (adaptado de [17])

4.2.2 Características dinâmicas dos tirantes

A determinação das características dinâmicas dos tirantes, em particular da frequência própria, foi efetuada de forma experimental e analítica. Numa primeira fase efetuou-se um registo de uma série temporal de acelerações provocadas pelo impacto de um braço. Na Figura 31 apresentam-se as acelerações medidas no tirante na direção do impacto durante um período de aproximadamente 55s. As acelerações foram registadas utilizando um telemóvel da marca Motorola equipado com um acelerómetro de 3 eixos da marca Kionix, com resolução anunciada de até 50Hz.

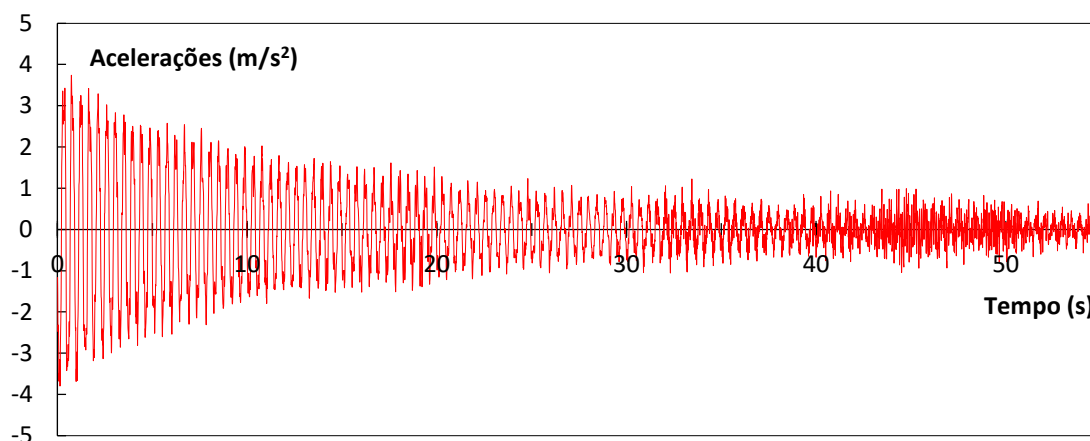


Figura 31 – Registo temporal de acelerações no tirante na direção do impacto

O conteúdo de frequências do sinal de acelerações foi depois analisado através da sua transformada de Fourier efetuada com recurso ao software MatLab. Na Figura 32 apresenta-se o espectro de potência do sinal medido, podendo concluir-se que a frequência própria é de 2.2Hz. Limitou-se o espectro a uma frequência máxima de 5Hz, correspondente a 1/10 da resolução máxima anunciada pelo fabricante, devido ao facto deste tipo de equipamento não ser vocacionado para trabalhos desta natureza.

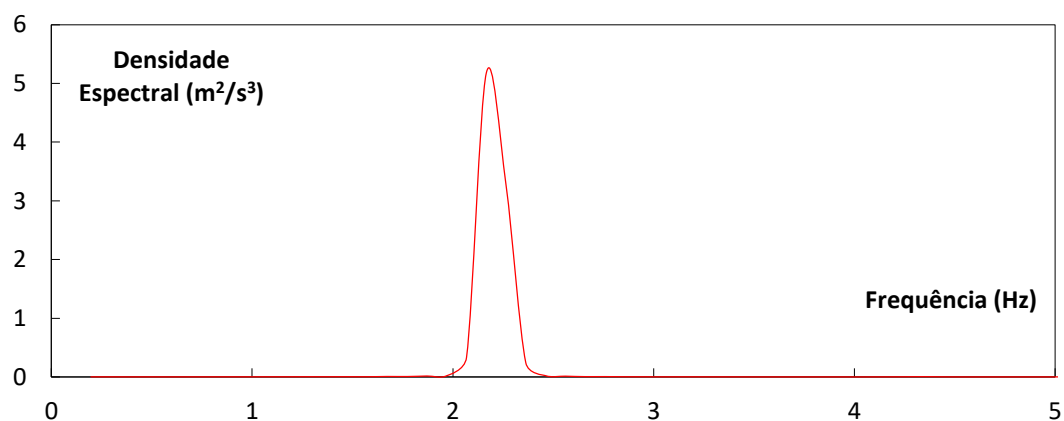


Figura 32 – Espectro de potência relativo ao registo temporal de acelerações

Em seguida recorreu-se à teoria dos osciladores lineares de massa contínua [18] para obter uma estimativa da frequência própria do tirante e também do esforço normal instalado no mesmo. Tendo em conta que o tirante é composto por um tubo metálico com rigidezes de corte, axial e de flexão não desprezáveis, recorreu-se às expressões analíticas relativas à vibração transversal de vigas simplesmente apoiadas:

$$\omega_n = \alpha_n^2 \sqrt{\frac{EI}{mL^4}}, \quad \text{com } \alpha_n^2 = n^2\pi^2 \quad (4.1)$$

em que ω_n se refere à frequência angular, α_n à aceleração angular, E ao módulo de elasticidade do aço, I à inércia e L ao comprimento total do tirante. A aplicação desta expressão resultou numa frequência de 1.31Hz, portanto inferior à determinada experimentalmente de 2.2Hz. Tal ficou a dever-se ao efeito do esforço axial. De acordo com [19] o efeito do esforço axial de tração e compressão aumenta e diminui a frequência fundamental de vibração transversal de vigas, respetivamente. Para ter em conta o seu efeito deve calcular-se o parâmetro α_n^2 de acordo com:

$$\alpha_n^2 = \sqrt{n^4\pi^4 - n^2\pi^4 \frac{N}{N_{cr}}} \quad (4.2)$$

Em que N é o esforço axial actuante e N_{cr} é a carga de encurvadura estimada em 16.4kN. Com base no valor obtido experimentalmente para a frequência fundamental é então possível estimar o nível de esforço axial do tirante e a frequência dos modos superiores na mesma direção de vibração. Na Tabela 35 encontram-se resumidos estes cálculos para os 3 primeiros modos de vibração.

Tabela 32 – Frequências próprias do tirante

Tração (KN)	N/Ncr	Modo	α_n^2	ω_n (rad/s)	f_N (Hz)
29,6	-1,80	1	16,5	13,7	2,2
29,6	-1,80	2	47,5	39,6	6,3
29,6	-1,80	3	97,3	81,0	12,9

É de referir que o nível de esforço axial calculado é significativamente baixo (cerca de 3 toneladas), o que seria de esperar face à leveza do tabuleiro e à dimensão e número dos tirantes.

4.2.3 Ação do vento nos tirantes

4.2.3.1 Vibração na direção do escoamento

Assim como para o poste de iluminação de 12 m, o mesmo procedimento será feito para o tirante do passadiço pedonal. O estudo é iniciado estabelecendo a ação do vento na direção do escoamento, servindo como apoio para todos os cálculos subsequentes.

Tabela 33 - Caraterização da ação do vento na direção do escoamento

Caraterização da ação do vento na direção do escoamento				
Símbolo	Cálculo	Valor	Unidade	Fonte
v_{bo}	-	30	m/s	-
c_{dir}	-	1	-	-
c_{season}	-	1	-	-
ρ_{ar}	-	1,25	kg/m ³	-
v_b	$1 \cdot 30 \cdot 1$	30	-	Equação 2.1
$n_{l,x}$	-	2,187	Hz	Modelado
Cat. Terreno	-	II	-	Tabela 1
$z_0(m)$	-	0,05	m	Tabela 1
$z_{min}(m)$	-	3	m	Tabela
z_s	$0,6 \cdot 12,58$	7,55	m	Figura 8
k_r	$0,19 \cdot \left(\frac{0,05}{0,05}\right)^{0,07}$	0,19	-	Equação 2.4
$c_r(z_s)$	$0,19 \cdot \ln\left(\frac{7,55}{0,05}\right)$	0,953	-	Equação 2.3
$c_0(z)$	-	1	-	-
$v_m(z)$	$0,953 \cdot 1,0 \cdot 30$	28,6	m/s	Equação 2.2
$v_{med,1}(50)$	-	6	m/s	Figura 3

De seguida, determina-se o cálculo do coeficiente de exposição ($c_e(z)$), para que, após o calculo do coeficiente estrutural, seja possível determinar o fator de resposta de rajada (G).

Tabela 34 - Coeficiente de exposição $c_e(z)$

Coeficiente de exposição $C_e(z)$				
Símbolo	Cálculo	Valor	Unidade	Fonte
K_I	-	1	-	-
σ_v	$0,19 \cdot 30 \cdot 1$	5,7	m/s	Equação 2.6
$I_v(z_s)$	$\frac{5,7}{5,7 \cdot \ln\left(\frac{12}{0,05}\right)}$	0,1993	-	Equação 2.5
q_b	$\frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 30^2$	562,5	Pa	Equação 2.9
q_p	$[1 + 7 \cdot 0,1993] \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 28,6^2$	1224,35	Pa	Equação 2.7
$C_e(z)$	$\frac{1224,35}{562,5}$	2,18	-	Equação 2.8

O cálculo imediato passa pela determinação do coeficiente estrutural ($c_s c_d$) que tem como passos intermédios a determinação do coeficiente de resposta estática (B^2), do coeficiente de resposta em ressonância (R^2) e do fator de pico (k_p).

Tabela 35 - Cálculo do coeficiente de resposta Quase-estática (B^2)

Coeficiente de resposta quase-estática (B^2)				
Símbolo	Cálculo	Valor	Unidade	Fonte
α	$0,67 + 0,05 \cdot \ln(0,05)$	0,520	-	-
$L(z_s)$	$300 \cdot \left(\frac{7,55}{200}\right)^{0,520}$	55	m	Equação 2.21
b	-	0,1139	m	Figura 33
h	-	12,58	m	Figura 33
B^2	$\frac{1}{1 + 0,9 \cdot \left(\frac{0,1139 + 12,58}{55}\right)^{0,63}}$	0,736	-	Equação 2.20

Tabela 36 - Cálculo do coeficiente de resposta em ressonância (R^2)

Coeficiente de resposta em ressonância (R^2)				
Símbolo	Cálculo	Valor	Unidade	Fonte
$f_L(z,n)$	$\frac{2,187 \cdot 55}{28,6}$	4,17	m/s	Equação 2.24
$S_L(z,n)$	$\frac{6,8 \cdot 4,17}{(1 + 10,2 \cdot 4,17)^{5/3}}$	0,053	-	Equação 2.23
η_h	$\frac{4,6 \cdot 12,58}{55} \cdot 4,17$	4,43	-	Equação 2.26
η_b	$\frac{4,6 \cdot 0,1139}{55} \cdot 4,17$	0,040	-	Equação 2.27
R_h	$\frac{1}{4,43} - \frac{1}{2 \cdot 4,43^2} \cdot (1 - e^{-2 \cdot 4,43})$	0,200	-	Equação 2.26
R_b	$\frac{1}{0,040} - \frac{1}{2 \cdot 0,040^2} \cdot (1 - e^{-2 \cdot 0,040})$	0,974	-	Equação 2.27
$\delta_s(m)$	-	0,012	-	Tabela 4
$v(z_e)$	$\sqrt{\frac{2 \cdot 1224,35}{1,25}}$	44,26	-	Equação 2.15
Re	$\frac{0,1139 \cdot 44,26}{15 \times 10^{-6}}$	$3,36 \times 10^5$	-	Equação 2.14
k	-	0,00002	m	Tabela 2
k/b	$\frac{0,00002}{0,1139}$	0,000176	-	-

$c_{f,0}$	$\frac{0,11}{((3,36 \times 10^5)/10^6)^{1,4}}$	0,506	-	Figura 5
λ	-	70	-	Tabela 3
ϕ	-	1	-	Equação 2.16
ψ_λ	-	0,92		Figura 7
c_f	$0,506 \cdot 0,92$	0,47	m/s	Equação 2.13
$m(s)$	$10,03, 0 \leq s \leq 15,48$	-	kg/m	Anexo A2
$\varphi_l(s)$	$-0,0158s^2 + 0,2839 \cdot s - 0,3019$	-	m	Anexo A2
m_e	$\frac{\int_0^{15,48} (10,03) \cdot (\phi_l^2(s))}{\int_0^{15,48} \phi_l^2(s)}$	10,03	kg/m	Equação 2.30
$\delta_a(m)$	$\frac{0,47 \cdot 1,25 \cdot 0,1139 \cdot 28,6}{2 \cdot 2,187 \cdot 10,03}$	0,0432052	m	Equação 2.29
$\delta_d(m)$	-	0	m	-
δ	-	0,0552052	-	Equação 2.28
R^2	$\frac{\pi^2}{2 \cdot 0,0176462} \cdot 0,053 \cdot 0,200 \cdot 0,974$	0,918	-	Equação 2.25

Tabela 37 - Cálculo do fator de pico k_p

Fator de pico (K_p)				
Símbolo	Cálculo	Valor	Unidade	Fonte
T	-	600	s	-
v	$2,187 \cdot \sqrt{\frac{0,918}{0,918 + 0,736}}$	1,63	Hz	Equação 2.19
K_p	$\sqrt{2 \cdot \ln(1,63 \cdot 600)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(1,63 \cdot 600)}}$	3,87	-	Equação 2.18

Tabela 38 - Cálculo do coeficiente estrutural $c_s c_d$

Coeficiente estrutural $c_s c_d$				
Símbolo	Cálculo	Valor	Unidade	Fonte
I_v	$\frac{5,7}{5,7 \cdot \ln\left(\frac{7,55}{0,05}\right)}$	0,1993	-	Equação 2.5
z_s	$0,6 \cdot 12,58$	7,55	m	Figura 8
B^2	$\frac{1}{1 + 0,9 \cdot \left(\frac{0,1139 + 12,58}{55}\right)^{0,63}}$	0,736	-	Equação 2.20
R^2	$\frac{\pi^2}{2 \cdot 0,0176462} \cdot 0,053 \cdot 0,200 \cdot 0,974$	0,918	-	Equação 2.25
k_p	$\sqrt{2 \cdot \ln(1,63 \cdot 600)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(1,63 \cdot 600)}}$	3,87	-	Equação 2.18
$c_s c_d$	$\frac{1 + 2 \cdot 3,92 \cdot 0,1993 \cdot \sqrt{0,736 + 0,918}}{1 + 7 \times 0,1993}$	1,246	-	Equação 2.17

Finalmente, com todos os fatores e coeficientes anteriormente calculados, é possível definir a ação do vento no tirante do passadiço pedonal (Anexo C.2.1).

Tabela 39 - Cálculo das forças nas arestas no tirante

H (m)	b(m)	$V_{med,1}$ (Z)	F_{we} (N/m ²)	F_w (KN/m)
15,63	0,1139	4,75	8,20	0,00093
14,84	0,1139	4,71	8,03	0,00091
14,05	0,1139	4,66	7,86	0,00090
13,27	0,1139	4,60	7,68	0,00087
12,48	0,1139	4,55	7,49	0,00085
11,70	0,1139	4,49	7,30	0,00083
10,91	0,1139	4,42	7,10	0,00081
10,12	0,1139	4,36	6,89	0,00079
9,34	0,1139	4,29	6,67	0,00076
8,55	0,1139	4,22	6,44	0,00073
7,77	0,1139	4,13	6,20	0,00071
6,89	0,1139	4,04	5,91	0,00067
6,19	0,1139	3,95	5,66	0,00065
5,41	0,1139	3,85	5,36	0,00061
4,62	0,1139	3,73	5,04	0,00057
3,84	0,1139	3,59	4,68	0,00053
3,05	0,1139	3,43	4,27	0,00049

4.2.3.2 Liberação de vórtices

Assim como para o poste de iluminação, também para o tirante vão ser determinados os primeiros dois modos de vibração transversal, que são respetivamente os modos 1 e 3. Os resultados são, novamente, evidenciados com recurso a tabelas que vão fornecendo assim uma melhor leitura dos cálculos.

4.2.3.2.1 Análise do primeiro modo de vibração transversal

A primeira tabela é então apresentada do seguinte modo:

Tabela 40 - Caracterização da ação do vento para o primeiro modo de vibração transversal

Caraterização da ação do vento				
Símbolo	Cálculo	Valor	Unidade	Fonte
v_{bo}	-	30	m/s	-
c_{dir}	-	1	-	-
c_{season}	-	1	-	-
v_b	$1 \cdot 30 \cdot 1$	30	m/s	Equação 2.1
$n_{1,y}$	-	2,187	Hz	Modelado
b	-	0,1139	m	Figura 33
St	-	0,18	-	Tabela 6
k_r	$0,19 \cdot \left(\frac{0,05}{0,05}\right)^{0,07}$	0,19	-	Equação 2.4
$c_r(12,58)$	$0,19 \cdot \ln\left(\frac{12,58}{0,05}\right)$	1,05	-	Equação 2.3
$1,25 \cdot v_m(12,58)$	$1,25 \cdot 1,05 \cdot 1,0 \cdot 30$	39,39	m/s	Equação 2.36
$v_{crit,l}$	$\frac{0,1139 \cdot 2,187}{0,18}$	$1,381 \leq 39,39$	m/s	Equação 2.35

O processo iterativo foi realizado, de modo a obter uma maior precisão tanto do comprimento de correlação efetivo bem como dos esforços que vão ser gerados na estrutura.

Tabela 41 - Determinação do coeficiente de força lateral c_{lat}

Determinação do coeficiente de força lateral				
Símbolo	Cálculo	Valor	Unidade	Fonte
l_1	-	15,48	m	Anexo B2
Re	$\frac{0,1139 \cdot 1,381}{15 \times 10^{-6}}$	10486,4	-	-
$c_{lat,0}$	-	0,7	-	Figura 14
$\frac{y_F(s_1)}{b}$	-	$\frac{y_F(s_1)}{b} > 0,6$	-	Tabela 7
$\frac{L_1}{b}$	-	12	-	Tabela 7
L_1	$12 \cdot 0,1139$	1,4	-	-
$c_t(12,58)$	$0,19 \cdot \ln\left(\frac{12,58}{0,05}\right)$	1,05	-	Equação 2.3
$v_{m,L1}$	$1,05 \cdot 1,0 \cdot 30$	31,5	m/s	Equação 2.2
$\frac{v_{crit,1}}{v_{m,L1}}$	$\frac{1,381}{31,5}$	$0,0438 \leq 0,83$	-	Tabela 9
c_{lat}	-	0,7	-	Tabela 9

Tabela 42 - Determinação dos coeficientes de correlação efetivo, k_w , e de configuração modal, K

Determinação dos coeficientes de correlação efetivo, K_w , e de configuração modal K				
Símbolo	Cálculo	Valor	Unidade	Fonte
l_1	-	15,48	m	Anexo B2
L_1	$12 \cdot 0,1139$	1,4	m	-
n	-	1	-	-
m	-	1	-	-
$\varphi_{1,y}(s)$	$0,00272 \cdot s^2 - 0,0009 \cdot s + 0,014$	-	-	Anexo B2
K_w	$\frac{\sum_1^1 \int_0^{8,44} -0,0158s^2 + 0,2839 \cdot s - 0,3019 }{\sum_1^1 \int_0^{15,48} -0,0158s^2 + 0,2839 \cdot s - 0,3019 }$	$0,131 \leq 0,6$	-	Equação 2.40
K	$\frac{\sum_1^1 \int_0^{15,48} -0,0158s^2 + 0,2839 \cdot s - 0,3019 }{4 \cdot \pi \cdot \sum_1^1 \int_0^{15,48} (-0,0158s^2 + 0,2839 \cdot s - 0,3019)^2}$	0,102	-	Equação 2.41

Tabela 43 - Determinação da amplitude máxima do deslocamento, y_{max}

Determinação da amplitude máxima do deslocamento y_{max}				
Símbolo	Cálculo	Valor	Unidade	Fonte
$\varphi_{1,y}(s)$	$-0,0158s^2 + 0,2839 \cdot s - 0,3019$	-	-	Anexo B2
$m(s)$	$10,03, 0 \leq s \leq 15,48$	-	kg/m	Anexo A2
$m_{1,e}$	$\frac{\int_0^{15,48} (10,03) \cdot (\phi_{1,y}^2(s))}{\int_0^{15,48} \phi_{1,y}^2(s)}$	10,03	kg/m	Equação 2.30
δ_s	-	0,012	-	Tabela 4
Sc	$\frac{2 \cdot 0,012 \cdot 10,03}{1,25 \cdot 0,1139^2}$	14,84	-	Equação 2.39
y_{max}	$\frac{1}{0,18^2} \cdot \frac{1}{14,84} \cdot 0,102 \cdot 0,131 \cdot 0,7 \cdot 0,1139$	0,002215	m	Equação 2.38

Tabela 44 - Determinação da força de inércia por unidade de comprimento, F_w , e do número de ciclos de carregamento, N

Determinação da força de inércia por unidade de comprimento F_w e do número de ciclos de carregamento N				
Símbolo	Cálculo	Valor	Unidade	Fonte
$F_w(s)$	$m(s) \cdot (2 \cdot \pi \cdot 2,187)^2 \cdot (\phi_{2,y}(s)) \cdot 0,000289, 0 \leq s \leq 15,48$	-	N/m	Equação 2.37
T	$100 \cdot 3,2 \times 10^7$	$3,2 \times 10^9$	s	-
ε_0	-	0,3	-	-
N	$2 \cdot 3,2 \times 10^9 \cdot 2,187 \cdot 0,3 \cdot \left(\frac{1,381}{0,2 \cdot 1,05 \cdot 30}\right)^2 \cdot e^{-\left(\frac{1,381}{0,2 \cdot 1,05 \cdot 30}\right)^2}$	$1,92 \times 10^8$	-	Equação 2.42

Na tabela seguinte estão indicados os valores a serem aplicados na estrutura para o primeiro modo de vibração transversal (Anexo C.2.2).

Tabela 45 - Cálculo das forças no tirante para o primeiro modo de vibração transversal

Cálculo das forças no tirante para o primeiro modo de vibração transversal	
h(m)	Fw (s) [N/m]
5,72	4,153
6,29	4,195
6,86	4,153

4.2.3.2.2 Análise do segundo modo de vibração transversal

Tabela 46 - Caracterização da ação do vento para o segundo modo de vibração transversal

Caraterização da ação do vento				
Símbolo	Cálculo	Valor	Unidade	Fonte
V_{bo}	-	30	m/s	-
C_{dir}	-	1	-	-
C_{season}	-	1	-	-
v_b	$1 \cdot 30 \cdot 1$	30	m/s	Equação 2.1
$n_{2,y}$	-	6,192	Hz	Modelado
b	-	0,1139	m	Figura 33
St	-	0,18	-	Tabela 6
k_r	$0,19 \cdot \left(\frac{0,05}{0,05}\right)^{0,07}$	0,19	-	Equação 2.4
$c_r(12,58)$	$0,19 \cdot \ln\left(\frac{12,58}{0,05}\right)$	1,05	-	Equação 2.3
$1,25 \cdot v_m(12,58)$	$1,25 \cdot 1,05 \cdot 1,0 \cdot 30$	39,39	m/s	Equação 2.36
$V_{crit,2}$	$\frac{0,1139 \cdot 6,192}{0,18}$	$3,918 \leq 39,39$	m/s	Equação 2.35

Tabela 47 - Determinação do coeficiente de força lateral c_{lat}

Determinação do coeficiente de força lateral				
Símbolo	Cálculo	Valor	Unidade	Fonte
l_1	-	7,74	m	Anexo B2
l_2	-	7,74	m	Anexo B2
Re_1	$\frac{0,1139 \cdot 3,918}{15 \times 10^{-6}}$	$2,9 \times 10^4$	-	-
$c_{lat,0,1}$	-	0,7	-	Figura 14
$\frac{y_F(s_1)}{b}$	-	$\frac{y_F(s_1)}{b} > 0,6$	-	Tabela 7
$\frac{L_1}{b}$	-	12	-	Tabela 7
L_1	$12 \cdot 0,1139$	1,4	-	-
$c_r(12,58)$	$0,19 \cdot \ln\left(\frac{12,58}{0,05}\right)$	1,05	-	Equação 2.3
$v_{m,L1}$	$1,05 \cdot 1,0 \cdot 30$	31,5	m/s	Equação 2.2
$\frac{v_{crit,3}}{v_{m,L1}}$	$\frac{3,918}{31,5}$	$0,124 \leq 0,83$	-	Tabela 9
$c_{lat,1}$	-	0,7	-	Tabela 9
Re_2	$\frac{0,1139 \cdot 3,918}{15 \times 10^{-6}}$	$2,9 \times 10^4$	-	-
$c_{lat,0,2}$	-	0,7	-	Figura 14
$\frac{y_F(s_2)}{b}$	-	$\frac{y_F(s_2)}{b} > 0,6$	-	Tabela 7
$\frac{L_2}{b}$	-	12	-	Tabela 7
L_2	$12 \cdot 0,1139$	1,4	-	-
$c_r(12,58)$	$0,19 \cdot \ln\left(\frac{12,58}{0,05}\right)$	1,05	-	Equação 2.3
$v_{m,L2}$	$1,05 \cdot 1,0 \cdot 30$	31,5	m/s	Equação 2.2

$\frac{v_{crit,2}}{v_{m,L2}}$	$\frac{3,918}{31,5}$	$0,124 \leq 0,83$	-	Tabela 9
$c_{lat,2}$	-	0,7	-	Tabela 9
c_{lat}	-	0,7	-	Tabela 9

Tabela 48 - Determinação dos coeficientes de correlação efetivo, K_w , e de configuração modal, K

Determinação dos coeficientes de correlação efetivo, K_w , e de configuração modal, K				
Símbolo	Cálculo	Valor	Unidade	Fonte
l_1	-	7,74	m	Anexo B2
l_2	-	7,74	m	Anexo B2
L_1	$12 \cdot 0,1139$	1,4	m	-
L_2	$12 \cdot 0,1139$	1,4	m	-
n	-	2	-	-
m	-	2	-	-
$\phi_{2,y}(s)$	$-0,00005 \cdot s^5 + 0,0023 \cdot s^4 - 0,0321 \cdot s^3 + 0,1215 \cdot s^2 + 0,198 \cdot s - 0,286$	-	-	Anexo B2
K_w	$\frac{\sum_1^2 \int_{l_j} \phi_{2,y} }{\sum_1^2 \int_{l_j} \phi_{2,y} }$	$0,192 \leq 0,6$	-	Equação 2.40
K	$\frac{\sum_1^2 \int_{l_j} \phi_{2,y} }{4 \cdot \pi \cdot \sum_1^2 \int_{l_j} (\phi_{2,y})^2}$	0,116	-	Equação 2.41

Tabela 49 - Determinação da amplitude máxima do deslocamento y_{max}

Determinação da amplitude máxima do deslocamento y_{max}				
Símbolo	Cálculo	Valor	Unidade	Fonte
$\phi_{2,y}(s)$	$0,00272 \cdot s^5 + 0,00272 \cdot s^4 - 0,00272 \cdot s^3 + 0,00272 \cdot s^2 - 0,0009 \cdot s + 0,014$	-	-	Anexo B2
$m(s)$	$10,03, 0 \leq s \leq 15,48$	-	kg	Anexo A2
$m_{2,e}$	$\frac{\int_0^{15,48} (10,03) \cdot (\phi_{2,y}^2(s))}{\int_0^{15,48} \phi_{2,y}^2(s)}$	10,03	kg/m	Equação 2.27
δ_s	-	0,012	-	Tabela 4
Sc	$\frac{2 \cdot 0,012 \cdot 10,03}{1,25 \cdot 0,1139^2}$	14,84	-	Equação 2.39
y_{max}	$\frac{1}{0,18^2} \cdot \frac{1}{14,84} \cdot 0,116 \cdot 0,192 \cdot 0,7 \cdot 0,1139$	$\frac{0,003}{692}$	m	Equação 2.38

Tabela 50 - Determinação da força de inércia por unidade de comprimento F_w e do número de ciclos de carregamento N

Símbolo	Cálculo	Valor	Unidade	Fonte
$F_w(s)$	$m(s) \cdot (2 \cdot \pi \cdot 6,192)^2 \cdot (\phi_{2,y}(s)) \cdot 0,003692, 0 \leq s \leq 15,48$	-	N/m	Equação 2.37
T	$100 \cdot 3,2 \times 10^7$	$3,2 \times 10^9$	s	-
ε_0	-	0,3	-	-
N	$2 \cdot 3,2 \times 10^9 \cdot 6,192 \cdot 0,3 \cdot \left(\frac{3,918}{0,2 \cdot 1,05 \cdot 30}\right)^2 \cdot e^{-\left(\frac{3,918}{0,2 \cdot 1,05 \cdot 30}\right)^2}$	$3,12 \times 10^9$	-	Equação 2.42

Na tabela seguinte estão indicados os valores a seres aplicados na estrutura para o segundo modo de vibração transversal (Anexo C.2.3).

Tabela 51 - Cálculo das forças no tirante, para o segundo modo de vibração transversal

Cálculo das forças no tirante para o segundo modo de vibração transversal	
h(m)	Fw(s) [N/m]
2,575	53,806
3,144	56,054
3,713	53,806
8,86	-53,806
9,43	-56,054
10	-53,806

4.2.4 Análise dos resultados obtidos

De modo a conhecer a variação de tensões a que a estrutura está submetida durante o seu tempo de vida útil, é necessário efetuar uma análise da estrutura sujeita à ação do vento. Tal como para a coluna de iluminação, também para o tirante o software usado para realizar a modelação foi o SAP2000. Definiu-se um modelo de uma viga apoiada em ambas as extremidades, onde as propriedades da seção são definidas como “frame sections”.

4.2.4.1 Vibração na direção do escoamento

Após a modelação do tirante da ponte, bem como a aplicação das cargas referentes à vibração na direção do escoamento (Anexo C.2.1), conseguiu-se obter o diagrama de tensões correspondente. Este diagrama é ilustrado na figura 33.

É de referir novamente que a fadiga é um fenómeno que ocorre localmente, sendo por isso necessário realizar um estudo mais pormenorizado, apresentando especial destaque às ligações entre as diversas peças, quer por aparafusamento quer por soldagem.

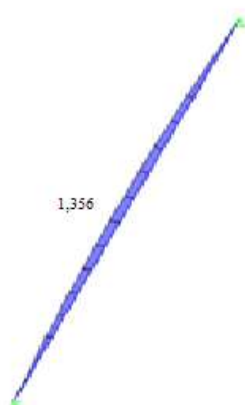


Figura 33 - Tensões estruturais no tirante (MPa)

O local crítico da soldadura no tirante será feita em toda a sua extensão e, portanto, a análise da concentração de tensões na soldadura será observada globalmente.

Neste caso, a norma EN 1993-1-9 define o tirante como uma “seção tubular ($t \leq 12,5mm$)”, tratando-se da situação J, descrita na tabela 11, para a categoria de pormenor 71, sendo a sua descrição feita como “Ligação tubo-chapa, tubo com entalhe e soldado à chapa. Furos na extremidade do entalhe”.

Para iniciar o estudo da verificação à fadiga é então necessário estabelecer o número de ciclos de carregamento, dado pela equação 2.31, bem como o intervalo de tensões a que a estrutura está exposta, aplicando a expressão 3.10.

$$N = \frac{10^5 \times 100}{50} = 2 \times 10^5$$

$$\Delta\sigma_{si} = 1,1 \cdot |1,356 - 1,713 \cdot 1,356| = 1,063 \text{ MPa}$$

Visto que $2 \times 10^5 < 5 \times 10^6$, é então possível verificar que nos encontramos no primeiro troço das retas de resistência à tensão normal.

Torna-se então necessário converter o número de ciclos real da estrutura em 2 milhões de ciclos, utilizando quer a expressão 3.11 quer a expressão 3.12.

$$\lambda = \left(\frac{2 \times 10^5}{2 \times 10^6} \right)^{\frac{1}{3}} = 0,4642$$

$$\Delta\sigma_{E2} = 0,4642 \cdot 1,063 = 0,494 \text{ MPa}$$

Mais uma vez torna-se essencial verificar se, sob o carregamento considerado, o fenómeno de fadiga vai ocorrer ou não, através da fórmula dada em 3.13.

$$\frac{1 \cdot 0,494}{71/1,35} = 0,0094 \ll 1$$

Conclui-se assim pelo cálculo anterior que o tirante resiste à fadiga sem qualquer problema. Por outro lado, aplicando as expressões 3.4 e 3.5, é possível calcular o limite de truncatura $\Delta\sigma_L$ conseguindo assim verificar se a variação de tensões ocorrida produz alguma falha estrutural.

$$\Delta\sigma_L = \frac{0,737 \cdot 0,549 \cdot 71}{1,35} = 21,28 \text{ MPa}$$

Verificando-se a seguinte condição $1,063 \text{ MPa} < 21,28 \text{ MPa}$, verifica-se que a ligação em estudo não atinge rotura por fadiga em circunstância alguma, visto que $\Delta\sigma_{si} < \Delta\sigma_L$. Portanto é provável que nenhum dano ocorrerá nesta ligação durante o tempo de vida útil da estrutura.

4.2.4.2 Libertação de vórtices

4.2.4.2.1 Análise do primeiro modo de vibração transversal

Após a aplicação das cargas impostas na tabela 48, chegou-se ao diagrama de tensões obtido na Figura 34.

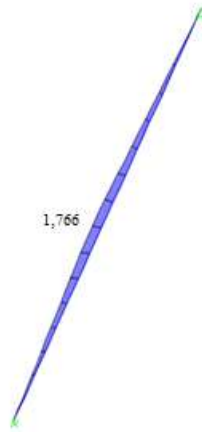


Figura 34 - Tensões estruturais no tirante (MPa)

Como se pode verificar pelos valores apresentados na Figura 34, as tensões máximas ocorrem a meio do cabo no primeiro modo de vibração transversal. A categoria de pormenor mantém-se a mesma (categoria 71).

$$N = 2 \cdot 3,2 \times 10^9 \cdot 2,187 \cdot 0,3 \cdot \left(\frac{1,381}{0,2 \cdot 1,05 \cdot 30} \right)^2 \cdot e^{-\left(\frac{1,381}{0,2 \cdot 1,05 \cdot 30} \right)^2} = 1,92 \times 10^8$$

$$\Delta\sigma_{si} = 1,766 \text{ MPa}$$

Uma vez que $N = 1,92 \times 10^8 > 10^8$, então encontramos-nos, segundo a curva S-N, à direita do limite truncatura.

$$\Delta\sigma_L = \frac{0,737 \cdot 0,549 \cdot 71}{1,35} = 21,28 \text{ MPa}$$

Verificando-se a seguinte condição $1,766 \text{ MPa} < 21,28 \text{ MPa}$, conclui-se que o tirante do passadiço pedonal não atinge rotura estrutural devido ao desprendimento de vórtices com velocidades do vento próximas da velocidade crítica para o primeiro modo de vibração transversal.

4.2.4.2.2 Análise do segundo modo de vibração transversal

Após a aplicação das cargas impostas na tabela 54, chegou-se ao diagrama de tensões, obtido na Figura 35.

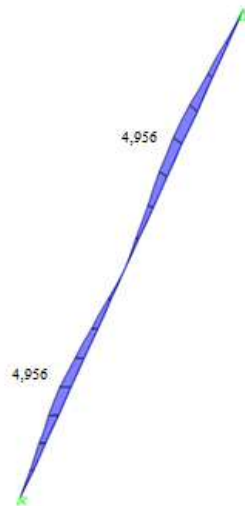


Figura 35 - Tensões estruturais no tirante (escala em MPa)

Como se pode verificar pelos valores apresentados na Figura 35, as tensões máximas ocorrem a um quarto de vão e a três quartos de vão para o segundo modo de vibração transversal. A categoria de pormenor mantém-se a mesma (categoria 71).

$$N = 2 \cdot 3,2 \times 10^9 \cdot 6,192 \cdot 0,3 \cdot \left(\frac{3,918}{0,2 \cdot 1,05 \cdot 30} \right)^2 \cdot e^{-\left(\frac{3,918}{0,2 \cdot 1,05 \cdot 30} \right)^2} = 3,12 \times 10^9$$

$$\Delta\sigma_{si} = 4,956 \text{ MPa}$$

Uma vez que $N = 3,12 \times 10^9 > 10^8$, então encontramos-nos, segundo a curva S-N, à direita do limite truncatura.

$$\Delta\sigma_L = \frac{0,737 \cdot 0,549 \cdot 71}{1,35} = 21,28 \text{ MPa}$$

Verificando-se a seguinte condição $4,956 \text{ MPa} < 21,28 \text{ MPa}$, verifica-se que o tirante do passadiço pedonal não atinge rotura estrutural devido à libertação de vórtices com velocidades do vento próximas da velocidade crítica para o segundo modo de vibração transversal.

5 CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Na presente dissertação apresentaram-se os princípios, conceitos e metodologias constantes no quadro normativo europeu que permitem efetuar uma caracterização e quantificação da ação do vento e a sua interação com as estruturas tendo em vista as vibrações resultantes. Deu-se particular relevo à verificação da segurança a fenómenos de fadiga decorrentes de dois fenómenos de instabilidade aeroelástica: as vibrações na direção do escoamento provocadas pela força de arrastamento do vento; e as vibrações transversais à direção do vento resultantes do desprendimento de vórtices em torno do eixo do elemento estrutural. Os dois fenómenos em questão são de complexidade relevante e exigem a aplicação integrada dos Eurocódigos e diversas normas europeias de forma integrada quando se pretende efetuar uma verificação da segurança a fenómenos de fadiga.

As metodologias para verificação da segurança à fadiga resultantes das vibrações na direção do vento e do desprendimento de vórtices foram primeiramente apresentadas e depois exemplificadas mediante a apresentação de dois casos de estudo. O primeiro caso de estudo, de natureza teórica, consistiu numa coluna de iluminação metálica, com 12m de altura e secção tronco-cónica, com uma abertura próxima da secção de encastramento. O segundo caso de estudo correspondeu a uma situação real de um tirante de uma ponte pedonal com problemas de vibração anteriormente documentados na literatura. O estudo da segurança à fadiga foi motivado pelo facto do tirante apresentar uma solução estrutural pouco corrente, consistindo numa barra de secção circular oca constituída por três troços unidos com soldaduras de topo.

No primeiro caso de estudo verificou-se que:

- as zonas onde existe uma maior concentração de tensões aparecem em torno da abertura do poste de iluminação, em particular nos cantos;
- a soldadura da chapa de moldura da portinhola de controlo de acessos é a zona mais vulnerável a fenómenos de fadiga por corresponder ao pormenor de categoria inferior ;
- para a vibração na direção do escoamento, tanto na zona da abertura como em toda a coluna, são cumpridos os requisitos de resistência à fadiga impostos pela norma EN 1993-

1-9, não sendo provável qualquer falha estrutural durante o tempo de vida útil da estrutura;

- as tensões geradas pela ação do desprendimento de vórtices que correspondem a uma velocidade do vento próxima da velocidade crítica para o primeiro modo de vibração são inferiores ao limite de truncatura, o que sugere que a fadiga estrutural é improvável;
- para o 2º modo de vibração, constata-se principalmente na zona da abertura a ocorrência de tensões relativamente altas associadas um número de ciclos superior ao limite imposto pela norma EN 1993-1-9;
- o tempo de vida útil da estrutura fica reduzido e estima-se que a estrutura resista somente cerca de 3.2 dias se durante este período a velocidade do vento permanecer ininterruptamente igual à crítica e as vibrações estiverem associadas ao 2º modo;

Este período é relativamente curto mas atente-se que o caso de estudo tem fins exemplificativos e que a metodologia utilizada é aproximada e conservativa.

No segundo caso de estudo conclui-se que:

- as secções de emenda do tirante por soldadura de topo são as zonas críticas por corresponderem a pormenores de categoria inferior;
- em relação à vibração na direção do escoamento, verificou-se que o tirante não apresenta problemas de fadiga em toda a sua extensão e, portanto não deverá existir qualquer dano visível durante o seu tempo de vida útil;
- em relação à libertação de vórtices, apesar de as tensões obtidas terem aumentado ligeiramente, constatou-se, quer para o 1º quer para o 2º modo de vibração, que as tensões produzidas são inferiores ao limite de truncatura, o que significa que o tirante não terá problemas de fadiga resultantes de vibrações produzidas pela ação do vento.

Como desenvolvimentos futuros sugere-se a aplicação da metodologia apresentada a casos de estruturas mais complexas em particular a ponte pedonal cujo tirante foi aqui apresentado como segundo caso de estudo. Por outro lado, uma regulamentação mais compreensível e detalhada pode ser realizada de um ponto de vista normativo, de modo a ocorrerem menos erros de interpretação.

BIBLIOGRAFIA

- [1] <http://www.megacurioso.com.br/arquitetura-e-engenharia/44717-5-construcoes-famosas-incriveis-com-falhas-igualmente-absurdas.htm>
- [2] Holmes, J.D., Wind loading of structures. CRC Press, Miami, 2015.
- [3] <ftp://161.24.15.247/Gil/AE-249/ae-249-1-2010.pdf>
- [4] European Committee for Standardization (CEN). EN1990 – Eurocódigo 0: Bases para o projeto de estruturas, 2009.
- [5] European Committee for Standardization (CEN). EN1991-1-4 – Eurocódigo 1 – Ações em estruturas parte 1-4: Ações gerais – Ações do vento, 2009.
- [6] European Committee for Standardization (CEN). EN1993-1-9 – Eurocódigo 3 – Projeto de estruturas de aço parte 1-9: Fadiga, 2009.
- [7] European Committee for Standardization (CEN). EN1993-3-1- Eurocode 3: Towers, masts and chimneys – Towers and masts, 2009
- [8] BSI Standards Publication – BS EN 40-3-1:2013 – Lighting columns: Part 3-1: Design and verification – Specification for characteristic loads.
- [9] European Committee for Electrotechnical Standardization (CENELEC). EN61400-2 – Wind turbines part 2: Design requirements for small wind turbines, 2006.
- [10] <http://www.wasp.dk/Wind-Atlas/European-Wind-Atlas>. Abril 2015.
- [11] Jacinto, L. Ações do vento: quantificações de acordo com o EC1.
- [12] http://www.wceng-fea.com/vortex_shedding.pdf
- [13] http://www.scielo.br/scielo.php?pid=S151614392004000100021&script=sci_arttext. Abril 2015.
- [14] Freitas, M. Verificação de Segurança à Fadiga de Pontes Rodoviárias, Dissertação submetida para obtenção do grau de mestre em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), 2014
- [15] Google Maps – Zona de Alcácer do Sal. <https://www.google.pt/maps/@38.3700373,-8.5128315,292m/data=!3m1!1e3>

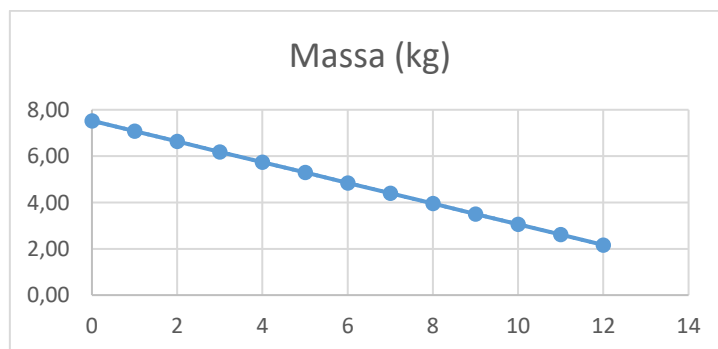
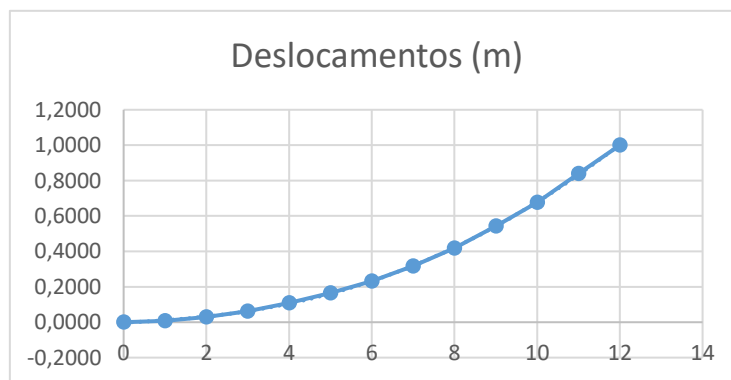
- [16] Ricardo Gonçalves. Avaliação de segurança de uma ponte pedonal – caso prático, Dissertação submetida para obtenção do grau de mestre em Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa (FCT-UNL), 2015
- [17] Câmara Municipal de Alcácer do Sal. Elementos de projeto.
- [18] Luís Guerreiro. Osciladores lineares contínuos – Apontamentos da Disciplina de Dinâmica e Engenharia Sísmica, Mestrado em Engenharia de Estruturas, Instituto Superior Técnico, Marco de 1999.
- [19] Francis J. Shaker, Effect of axial load on mode shapes and frequencies of beams. Lewis Research Center, Ohio 44135, 1975.

ANEXOS

A. Estimativa da frequência natural

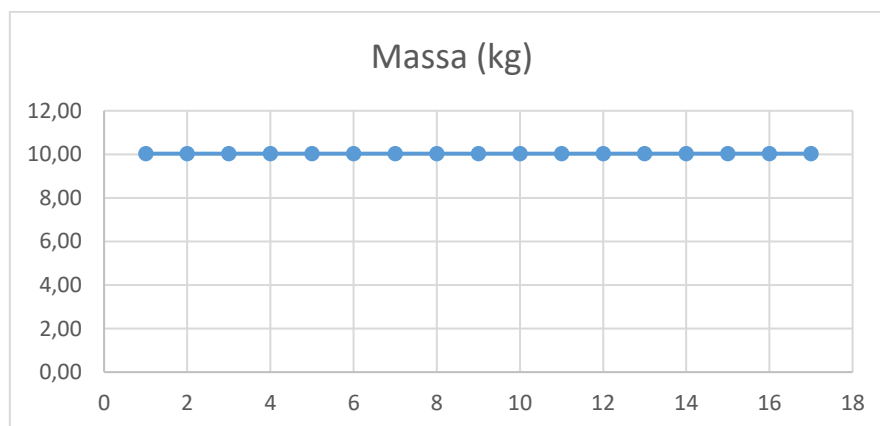
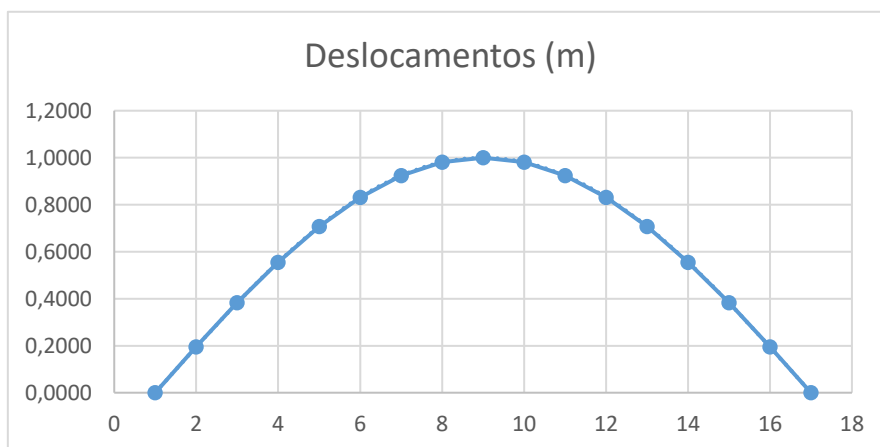
A.1. Poste de iluminação

s(m)	desl (m)	D _{ext} (m)	D _{int} (m)	r _{ext}	r _{int}	A (m ²)	m(x) kg
0	0,0000	0,205	0,202	0,1025	0,1010	0,00096	7,53
1	0,0081	0,193	0,190	0,0965	0,0950	0,00090	7,08
2	0,0300	0,181	0,178	0,0904	0,0889	0,00085	6,63
3	0,0629	0,169	0,166	0,0844	0,0829	0,00079	6,19
4	0,1086	0,157	0,154	0,0783	0,0768	0,00073	5,74
5	0,1651	0,145	0,142	0,0723	0,0708	0,00067	5,29
6	0,2322	0,133	0,130	0,0663	0,0648	0,00062	4,85
7	0,3167	0,120	0,117	0,0602	0,0587	0,00056	4,40
8	0,4181	0,108	0,105	0,0542	0,0527	0,00050	3,95
9	0,5432	0,096	0,093	0,0481	0,0466	0,00045	3,51
10	0,6770	0,084	0,081	0,0421	0,0406	0,00039	3,06
11	0,8398	0,072	0,069	0,0360	0,0345	0,00033	2,61
12	1,0000	0,060	0,057	0,0300	0,0285	0,00028	2,16



A.2. Tirante da ponte de Alcácer do Sal

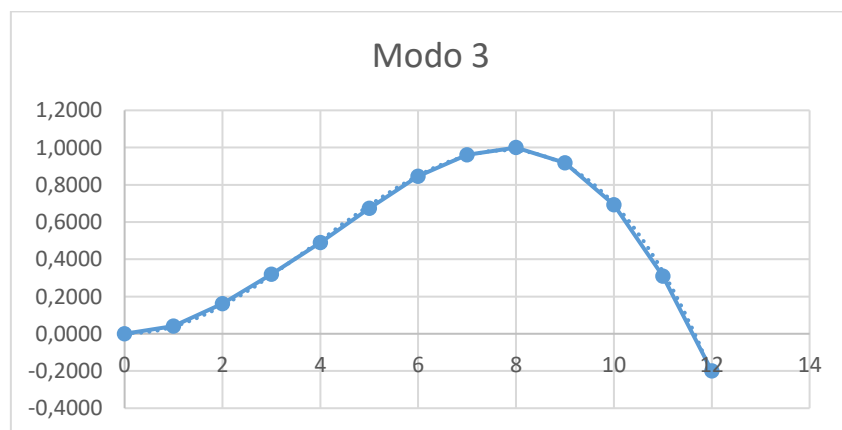
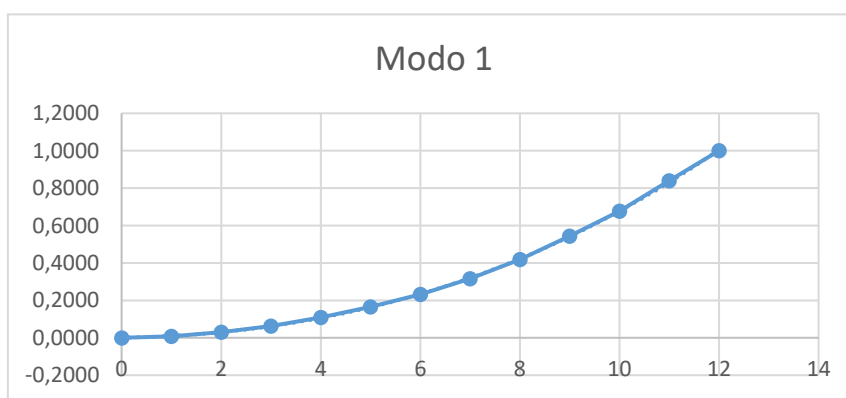
s(m)	desl (m)	D _{ext} (m)	D _{int} (m)	r _{ext}	r _{int}	A (m ²)	m(x) kg/m
0,0000	0,0000	0,1139	0,1067	0,0570	0,0534	0,00125	10,03
0,9675	0,1951	0,1139	0,1067	0,0570	0,0534	0,00125	10,03
1,9350	0,3827	0,1139	0,1067	0,0570	0,0534	0,00125	10,03
2,9025	0,5556	0,1139	0,1067	0,0570	0,0534	0,00125	10,03
3,8700	0,7071	0,1139	0,1067	0,0570	0,0534	0,00125	10,03
4,8375	0,8315	0,1139	0,1067	0,0570	0,0534	0,00125	10,03
5,8050	0,9239	0,1139	0,1067	0,0570	0,0534	0,00125	10,03
6,7725	0,9808	0,1139	0,1067	0,0570	0,0534	0,00125	10,03
7,7400	1,0000	0,1139	0,1067	0,0570	0,0534	0,00125	10,03
8,7075	0,9808	0,1139	0,1067	0,0570	0,0534	0,00125	10,03
9,6750	0,9239	0,1139	0,1067	0,0570	0,0534	0,00125	10,03
10,6425	0,8315	0,1139	0,1067	0,0570	0,0534	0,00125	10,03
11,6100	0,7071	0,1139	0,1067	0,0570	0,0534	0,00125	10,03
12,5775	0,5556	0,1139	0,1067	0,0570	0,0534	0,00125	10,03
13,5450	0,3827	0,1139	0,1067	0,0570	0,0534	0,00125	10,03
14,5125	0,1951	0,1139	0,1067	0,0570	0,0534	0,00125	10,03
15,4800	0,0000	0,1139	0,1067	0,0570	0,0534	0,00125	10,03



B. Estimativa da configuração modal dos modos de vibração transversais

B.1. Poste de iluminação

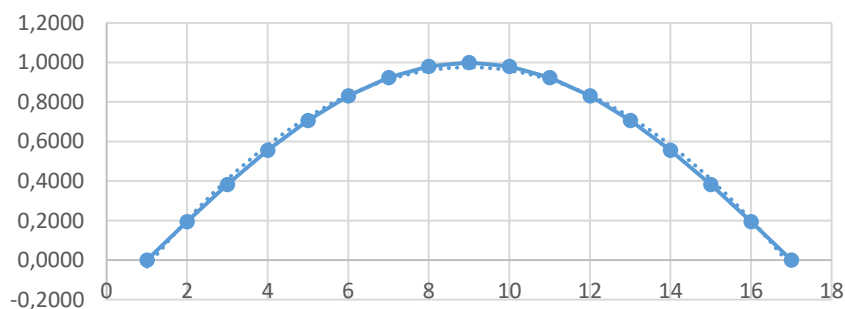
Configuração modal normalizada no deslocamento máximo						
s(m)	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6
0	0,0000		0,0000			
1	0,0081		0,0418			
2	0,0300		0,1610			
3	0,0629		0,3206			
4	0,1086		0,4908			
5	0,1651		0,6739			
6	0,2322		0,8459			
7	0,3167		0,9606			
8	0,4181		1,0000			
9	0,5432		0,9189			
10	0,6770		0,6925			
11	0,8398		0,3091			
12	1,0000		-0,1998			



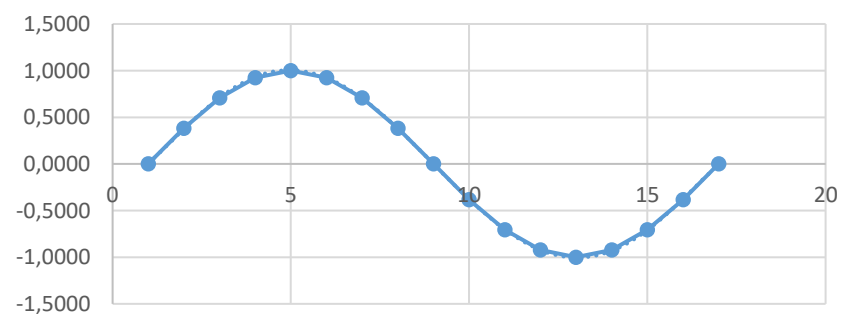
B.2. Tirante da ponte de Alcácer do Sal

Configuração modal normalizada no deslocamento máximo						
s(m)	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6
0,0000	0,0000	0,0000				
0,9675	0,1951	0,3827				
1,9350	0,3827	0,7071				
2,9025	0,5556	0,9239				
3,8700	0,7071	1,0000				
4,8375	0,8315	0,9239				
5,8050	0,9239	0,7071				
6,7725	0,9808	0,3827				
7,7400	1,0000	0,0000				
8,7075	0,9808	-0,3827				
9,6750	0,9239	-0,7071				
10,6425	0,8315	-0,9239				
11,6100	0,7071	-1,0000				
12,5775	0,5556	-0,9239				
13,5450	0,3827	-0,7071				
14,5125	0,1951	-0,3827				
15,4800	0,0000	0,0000				

Modo 1



Modo 2



C. Aplicação das cargas devido às ações do vento (N;N/m)

C.1. Poste de iluminação

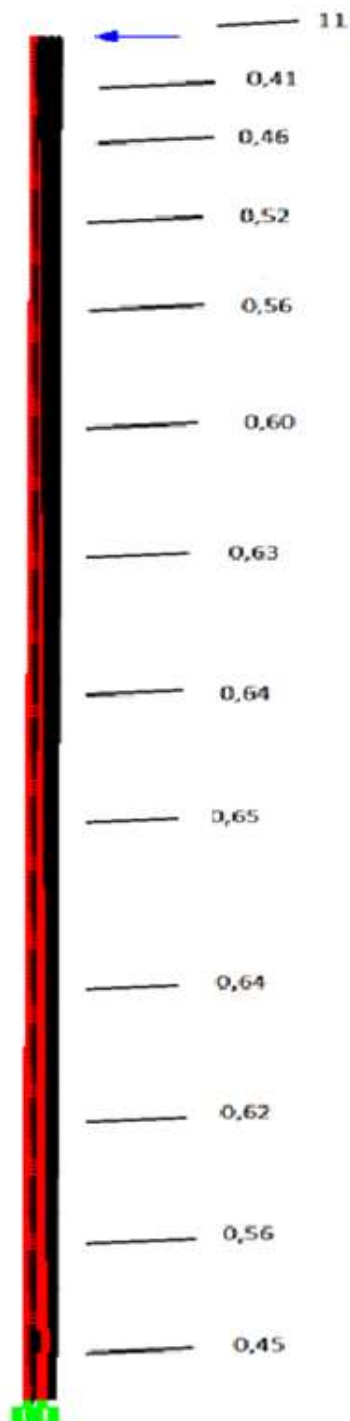


Figura C.1.1 – Aplicação das cargas referentes à vibração na direção do escoamento no poste de iluminação

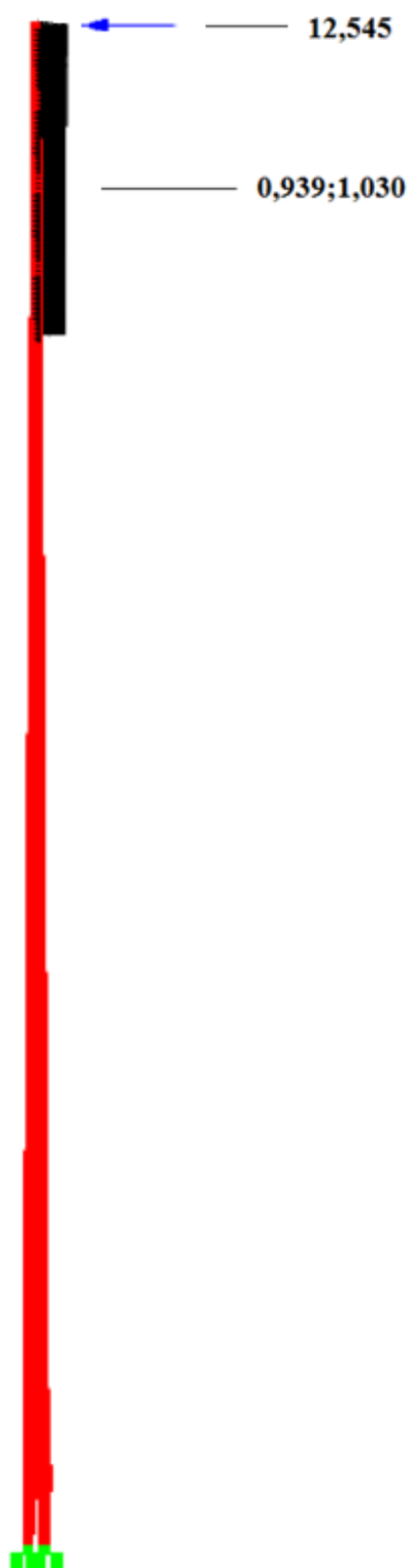


Figura C.1.2 – Aplicação das cargas referentes à libertação de vórtices para o 1º modo de vibração transversal no poste

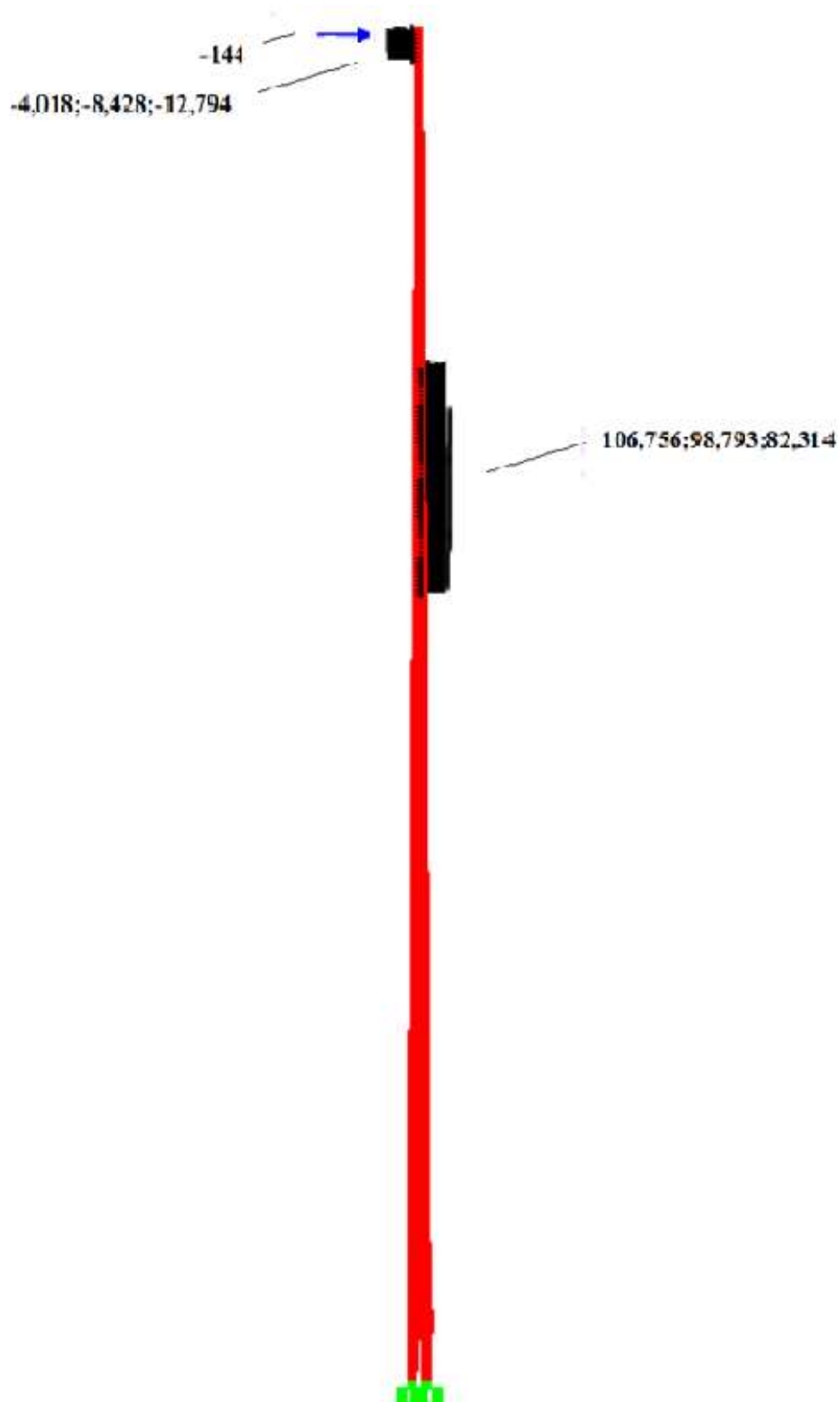


Figura C.1.3 – Aplicação das cargas referentes à libertação de vórtices para o 2º modo de vibração transversal no poste

C.2. Tirante da ponte de Alcácer do Sal

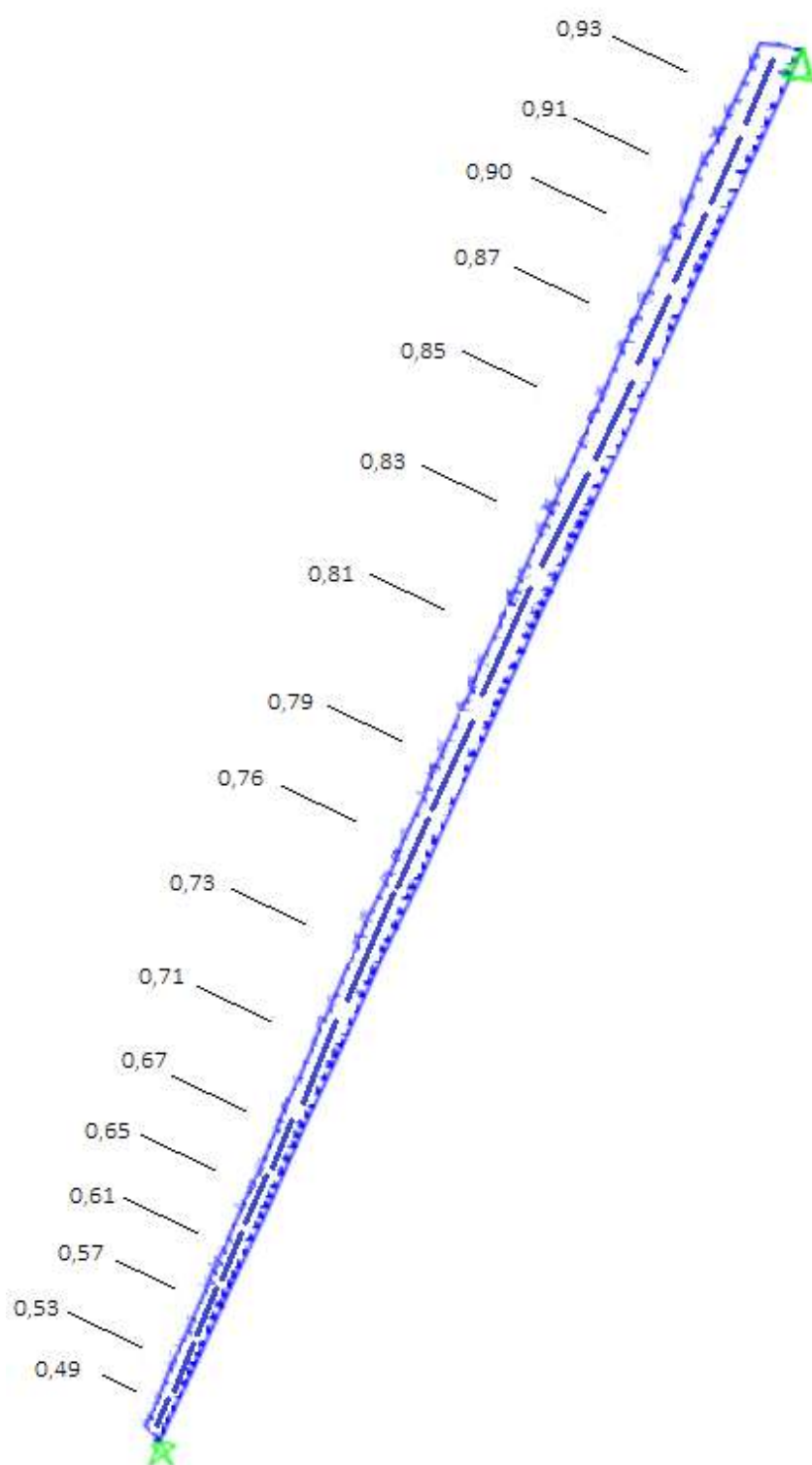


Figura C.2.1 – Aplicação das cargas referentes à vibração na direção do escoamento no tirante

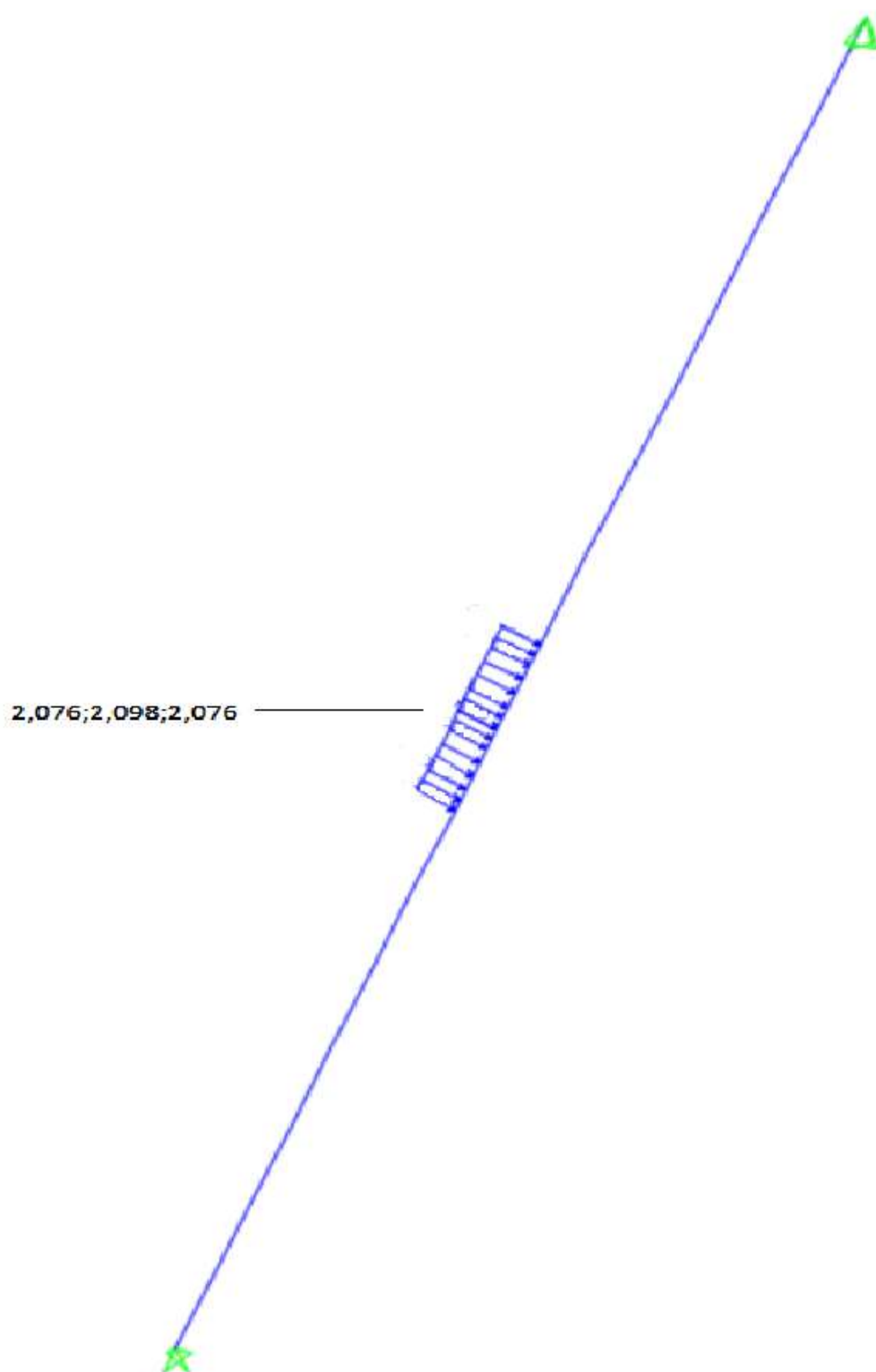


Figura C.2.2 – Aplicação das cargas referentes à libertação de vórtices para o 1º modo de vibração transversal no tirante

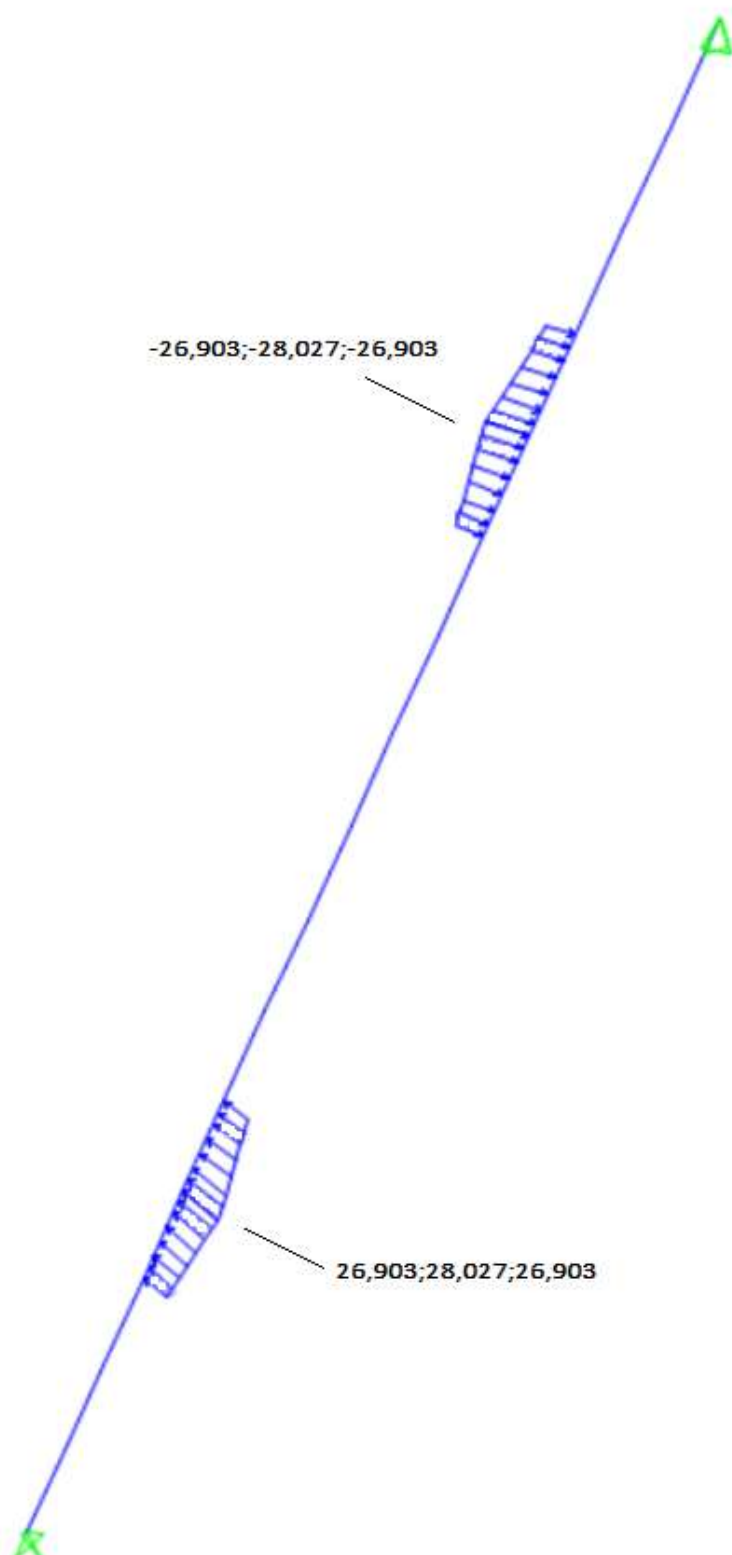


Figura C.2.3 – Aplicação das cargas referentes à libertação de vórtices para o 2º modo de vibração transversal no tirante